

TRAG- UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON SPANNBETONBAUTEILEN IN  
SEGMENTBAUART MIT VORSPANNUNG OHNE VERBUND

Abschlußbericht

vorgelegt

von

o.Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina  
Dr.-Ing. M. Teutsch  
Dipl.-Ing. J. Hegger

Braunschweig, September 1984

Gefördert vom Niedersächsischen Ministerium für Wissenschaft  
und Kunst aus Forschungsmitteln des Zahlenlottos  
(Az.: 2091 -BV 4e- 43/81)

BIBLIOTHEK  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Problemstellung.....	1
1.2	Ziel und Umfang der eigenen Versuche.....	3
2	Versuchskörper.....	5
2.1	Versuchskörperabmessungen und Bewehrungsanordnung.....	5
2.2	Materialkennwerte.....	7
2.2.1	Beton.....	7
2.2.2	Beton- und Spannstähle.....	7
2.3	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper.....	8
2.4	Vorspannen.....	11
3	Versuchseinrichtung.....	12
3.1	Meßstellenanordnung.....	12
3.2	Belastungseinrichtung.....	13
4	Versuchsdurchführung.....	14
4.1	Allgemeines.....	14
4.2	Versuchsbalken SOV1.....	17
4.3	Versuchsbalken SOV2.....	19
5	Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse.....	21
5.1	Allgemeines.....	21
5.2	Balkendurchbiegungen.....	21
5.3	Rißentwicklung.....	24
5.3.1	Allgemeines.....	24
5.3.2	Erstrißlasten.....	25
5.3.3	Biegerißbreiten.....	25
5.4	Stahldehnungen.....	27
5.4.1	Spannstahldehnungen.....	27
5.4.2	Dehnungen der Betonstahllängsbewehrung.....	31

5.4.3 Bügeldehnungen.....	32
5.5 Betonverformungen.....	34
6 Analyse des Tragverhaltens.....	36
6.1 Biegetragverhalten.....	36
6.1.1 Allgemeines.....	36
6.1.2 Biegeißverhalten im Gebrauchszustand.....	36
6.1.3 Biegebruchverhalten.....	40
6.2 Schubtragverhalten.....	44
6.2.1 Vergleich mit geltenden Bemessungsvorschriften.....	44
6.2.1.1 DIN 4227 (Teil 1, Teil 3 und Teil 6).....	46
6.2.1.2 CEB/FIP-Mustervorschrift.....	49
6.2.1.3 Vergleich mit den Bemessungsverfahren von.....	50
6.2.1.4 Bewertung des Schubtragverhaltens der Versuchsbalken.....	51
7 Zusammenfassung.....	53
8 Literaturverzeichnis.....	55
9 Anlagen.....	58

## 1 Einleitung

### 1.1 Problemstellung

Das Bemühen um eine Rationalisierung des Baustellenbetriebes führt ständig zur Entwicklung neuartiger wirtschaftlicher Bauverfahren. Zu diesen Bauverfahren gehört auch die vorwiegend im Brückenbau angewendete Segmentbauart, bei der einzelne werkmäßig vorgefertigte Bauteilabschnitte (Segmente) in Haupttragrichtung zu einem Gesamttragwerk zusammenge-spannt werden. Die Segmente werden in der Regel aus Normalbeton hergestellt und sind meist nur mit Betonstahl bewehrt. Für das Zusammenspannen in Längsrichtung wird in der Regel Vorspannung mit nachträglichem Verbund angewendet; eine die Fugen kreuzende Betonstahlbewehrung ist nicht vorhanden.

In den letzten 10 - 15 Jahren wurden insgesamt etwa 90 Brückenbauwerke in Segmentbauart errichtet, davon in der Bundesrepublik bislang nur zwei. Beispiele für die Anwendung der Segmentbauart im Hoch- und Industriebau sind kaum zu finden.

Die Vorteile der Segmentbauart liegen naturgemäß im Rationalisierungseffekt, bedingt durch die Herstellung einer größeren Anzahl gleicher, zumindest ähnlicher Elemente. Dadurch ergeben sich Einsparungen an aufwendigem Schalungsmaterial sowie an Lohnkosten durch stationären Betrieb, Witterungsunabhängigkeit, Fließbandfertigung und höherem Einsatz ungelerner Arbeitskräfte. Die Montage ist unabhängig vom Zeitpunkt der Fertigung; die Sichtflächen fallen durch Wahl besserer Schalungen bei der Serienfertigung sauber aus. Die Verformungen und Verluste an Vorspannkraft durch Kriechen und Schwinden werden kleiner, da die Fertigteile erst im vergleichsweise höheren Alter zusammenge-spannt werden. Diesen Vorteilen stehen aber auch Nachteile gegenüber:

- Der Stoß der Fertigteile erfordert zur Erzielung entsprechender Paßgenauigkeit der Fugen besondere zusätzliche Sorgfaltsmaßnahmen.
- Die Auswahl eines geeigneten Fugenklebers oder -mörtels, der allen Güteanforderungen gerecht wird, bereitet immer noch Schwierigkeiten.
- Die Segmentfugen sind nicht von Betonstahlbewehrung durchsetzt. Deshalb müssen zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten die Verbundeigenschaften der in aller Regel korrosionsempfindlichen Spannglieder aktiviert werden, um die aus einer Fugenöffnung resultierende erhöhte Korrosionsgefahr insbesondere der zugrandnahen Spannglieder auf ein zulässiges Maß zu begrenzen.
- Bei der praktischen Ausführung bereitet das vollständige Injizieren der Hüllrohre gelegentlich Schwierigkeiten, wenn größere Mengen des auf die Segmentstirnflächen aufgespachtelten Fugenmörtels beim Zusammenspannen der Segmente an den Hüllrohrmuffen in die Spannkänaäle eindringt und dort erhärtet. Dies kann das Injizieren durch sog. "Verstopfer" infrage stellen.

Vor allem die beiden letztgenannten Probleme legen den Gedanken nahe, auf das aufwendige Verpressen der Hüllrohre zu verzichten und dauerkorrosionsgeschützte Spannglieder ohne Verbund anzuwenden. Die zulässige Fugenspaltbreite kann aufgrund des schon werkseitig hergestellten Korrosionsschutzes der Spannglieder erhöht werden. Verlegt man die Spannstähle außerhalb des Betonquerschnittes z. B. im Innern eines Hohlkastens, so ist eine einfache Montage und Kontrolle möglich. Als weitere Vorteile sind die Möglichkeit des Nachspannens und die im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund geringeren Spannungsamplituden der Spannglieder unter Schwellbeanspruchung zu nennen.

Im Ausland ist die Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund in den letzten Jahren soweit fortentwickelt worden, daß erste Brückenüberbauten /1/ - /2/ ausgeführt werden konnten. Zur Ausnutzung der zu erwartenden konstruktiven und wirtschaftlichen Vorteile ist es jedoch nötig, in Grundlagenversuchen das Trag- und Verformungsverhalten solcher Bauteile wenigstens stichprobenartig zu quantifizieren, um mögliche Lücken im Sicherheitskonzept aufzuzeigen und durch entsprechende Bemessungsregeln abzudecken.

Die für die Entwicklung eines Bemessungskonzeptes erforderlichen experimentellen Untersuchungen müssen sowohl die Fugenspaltöffnung im Gebrauchslastbereich als auch das Trag- und Verformungsverhalten bis zum Versagenszustand umfassen; hierbei ist vor allem von Interesse, inwieweit bei der Segmentbauweise mit Vorspannung ohne Verbund - bedingt durch die fehlende Verbundwirkung der Spannbewehrung im Fugenbereich - ein von der Vorspannung mit Verbund abweichendes Tragverhalten zu erwarten ist.

## 1.2 Ziel und Umfang der eigenen Versuche

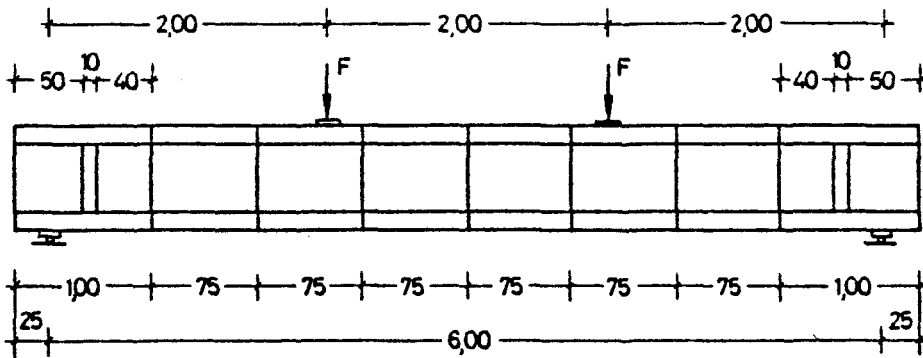
Die Untersuchungen wurden an zwei segmentären Versuchsbalken durchgeführt, die so ausgelegt wurden, daß sowohl das Verhalten im Gebrauchslastbereich als auch im Bereich der Grenztragfähigkeit überprüft werden konnte.

Im Gebrauchslastbereich sollte vor allem das Biege-rißverhalten studiert werden. Aufgrund der Untersuchungen an Segmentbauteilen mit nachträglichem Verbund war zu erwarten, daß sich die Biegerisse auf die nicht mit Betonstahlbewehrung durchsetzten Segmentfugen konzentrieren. Im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund dürfen hier allerdings die Rißbreiten im Gebrauchszustand größer sein, da die dauerkorrosionsgeschützten Spannglieder unempfindlich sind.

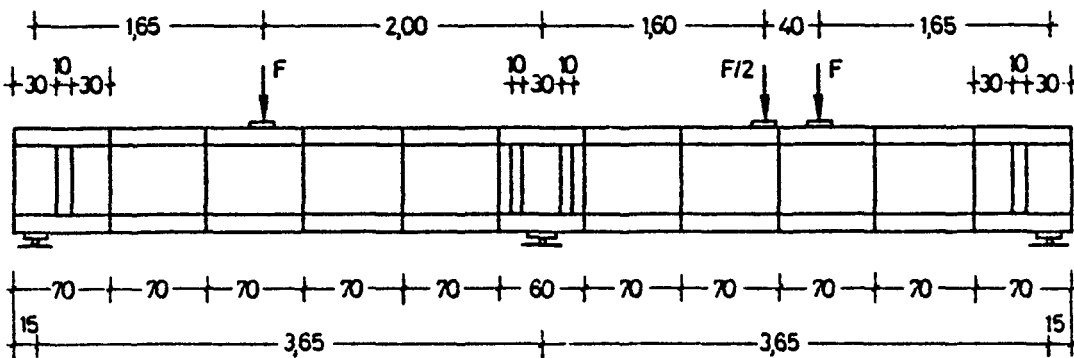
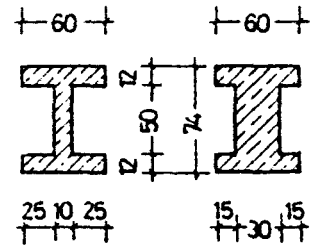
Aufgrund der Versuchsergebnisse sollten Empfehlungen für den Nachweis im Gebrauchszustand abgeleitet werden.

Im Versagensbereich war sowohl das Biege- als auch das Schubtragverhalten Ziel der Untersuchungen. Bedingt durch den fehlenden Verbund kann die Biegetragfähigkeit nicht anhand einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmt werden. Da die Vorspannkraft lediglich über Ankerkräfte und Umlenkpressungen in das Tragwerk eingeleitet wird, ist die Größe der Spanngliedkraft im Bruchzustand durch eine Integration der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse zu ermitteln. Da eine genaue Berechnung der Betonverformungen bei Annäherung an den Versagenszustand einen hohen Rechenaufwand erfordert, sind für monolithische Bauwerke neben strengen Lösungen eine Reihe von Näherungsverfahren zur Bestimmung der Spannkraftzunahme entwickelt worden. Anhand der Versuchsergebnisse sollte überprüft werden, ob diese Näherungsverfahren zur Bestimmung der Spannkraftzunahme und damit des Biegebruchmomentes auch für die Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund anwendbar sind, oder ob Korrekturen dieser Ansätze notwendig sind.

Weiterhin sollte auch geklärt werden, inwieweit sich das Schubtragverhalten von Segmentbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund von solchen mit Verbund unterscheidet. Nach Jungwirth /4/ und Wölfel /5/ kann bei fehlender fugenübergreifender, in Verbund liegender Längsbewehrung das Schubtragverhalten nur durch ein Bogenzugbandmodell erfaßt werden. Dagegen zeigten eigene Untersuchungen /6/ an monolithischen Versuchsbalken, daß auch bei Vorspannung ohne Verbund das Schubtragverhalten durch ein Fachwerkmodell beschrieben werden kann. Da sich zudem Segmentbalken mit feinverzahnten Fugen im Schubtragverhalten nicht grundsätzlich von vergleichbaren monolithischen Balken unterscheiden /3/, war zu erwarten, daß auch bei den hier untersuchten Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund die Querkraftabtragung mit einem Fachwerkmodell beschrieben werden kann.



SOV 1



SOV 2

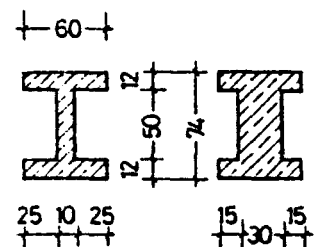


Bild 2.1: Abmessungen der Versuchsbalken

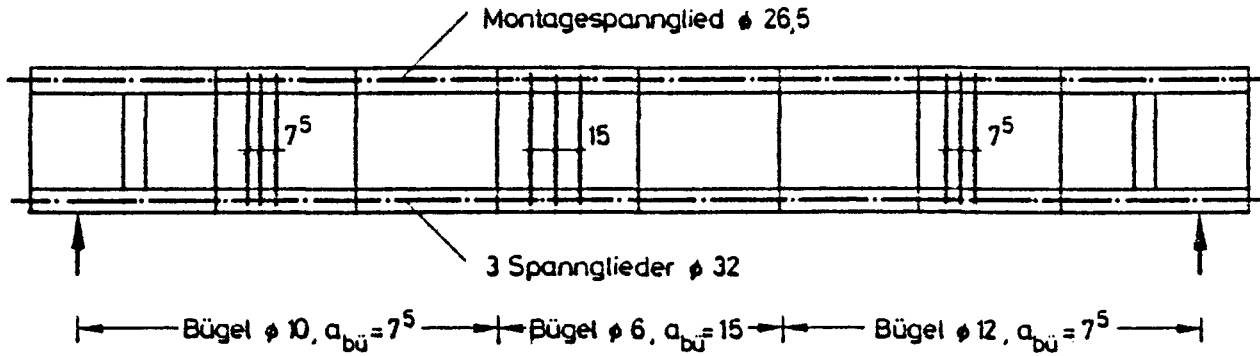
## 2 Versuchskörper

### 2.1 Versuchskörperabmessungen und Bewehrungsanordnung

In den Bildern 2.1 und 2.2 wird eine Übersicht über die geprüften Balken gegeben, wobei Versuchsanordnung, Abmessungen und Bewehrungsmengen zusammengestellt wurden. Die Balken waren konstruktiv derart gestaltet, daß sich nacheinander mindestens zwei von einander getrennt liegende Bruchzonen ausbilden konnten. Die Verstärkungen im Auflagerbereich dienten zur Verhinderung eines vorzeitigen Bruches in den Krafteinleitungszonen. Die Lage der stets geradlinig geführten Spannglieder sowie die Verteilung der Betonstahlbewehrung kann Bild 2.2 entnommen werden. Es wurden Stabspannglieder der Firma Dyckerhoff + Widmann AG benutzt, die



## SOV 1



## SOV 2

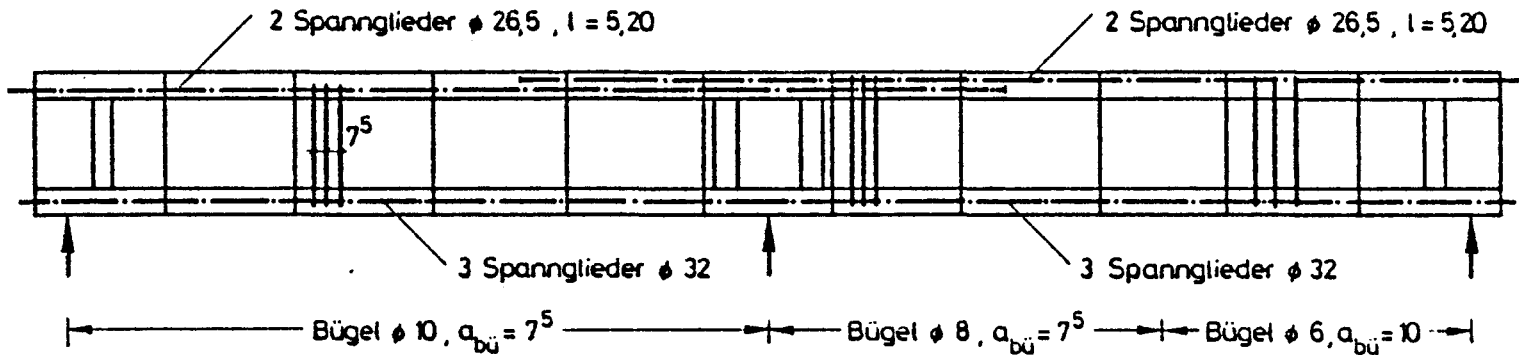


Bild 2.2: Anordnung der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung

verbundlos in Hüllrohren geführt waren. Die hier gewählten Spannglieder sind nicht typisch für die Vorspannung ohne Verbund, da sie keinen für baupraktische Zwecke notwendigen Korrosionsschutz besitzen. Dieser war jedoch für die Versuchsdurchführung nicht erforderlich.

Beim Einbau der Spannglieder wurde mit besonderer Sorgfalt auf eine mittige Lage im Hüllrohr geachtet, um einen Kontakt zwischen den Spanngliedern und dem Beton zu vermeiden. Die Untersuchung der Spannglieder nach Versuchsende und die Auswertung der Spannungsmessungen ergaben, daß keine nennenswerten Kräfte über Reibung von den Spanngliedern auf den Beton übertragen wurden.

## 2.2 Materialkennwerte

### 2.2.1 Beton

Für beide Versuchskörper wurde eine Betonfestigkeitsklasse B 45 angestrebt. Der Wasser-Zement-Wert betrug im Mittel 0,64 bei einem mittleren Zementgehalt von 358 kg/m<sup>3</sup>. Als Zement wurde ein güteüberwachter Portland-Zement PZ 35 F verwandt. Da die Versuchskörper sehr feingliedrig gestaltet waren, wurde zur Vermeidung von Betonfehlstellen ein Betonverflüssiger der Firma Woermann (1 % des Zementgewichtes) eingesetzt. Das Größtkorn der Zuschläge betrug 16 mm, das Ausbreitmaß lag bei 41 cm ohne und bei 50 cm mit Betonverflüssiger. Die genaue Frischbetonzusammensetzung kann der Tabelle 2.1 entnommen werden.

Zur Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden während des Betonierens der Versuchsbalken zahlreiche Begleitkörper (Würfel, Spaltzugkörper und Prismen) hergestellt, anhand derer die Betongüte (Lagerung nach DIN 1048) sowie die Festigkeitsentwicklung des Betons der Versuchskörper ermittelt wurden. Die Mittelwerte dieser Untersuchungen sind in Tabelle 2.2 zusammengefaßt; die an Prismen gewonnenen Spannungs-Dehnungs-Linien sind in Bild 2.3 angegeben.

### 2.2.2 Beton- und Spannstähle

Für die schlaffe Bügel- und Längsbewehrung der Versuchsbalken wurden Betonstähle der Güte BSt 420/500 RK verwendet. Als Spannstahlbewehrung wurden gerippte Dywidag-Spannstäbe aus St 835/1030 mit einem Durchmesser von 32 mm bzw. 26,5 mm eingesetzt. Die an Materialproben gewonnenen Kennwerte der verwendeten Beton- und Spannstähle sind in Tabelle 2.3 zusammengefaßt.

			Versuchskörper			
			SOV 1		SOV 2	
			1. Abschn.	2. Abschn.	1. Abschn.	2. Abschn.
Alter der Versuchskörper beim Versuch			28	24	31	26
Betonfestigkeiten	im Alter von 7 bzw. 28 Tagen	Würfeldruckfestigkeit $\beta_{w7}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	32,0	—	27,0	—
		Würfeldruckfestigkeit $\beta_{w28}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46,0	46,0	44,0	45,0
		Würfeldruckfestigkeit $\beta_w$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46,0	46,0	45,0	44,0
		Prismendruckfestigkeit $\beta_p$ [N/mm <sup>2</sup> ]	35,0	39,0	37,1	38,6
		Elastizitätsmodul $E_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	21 500	23 150	25 750	25 150
		Spaltzugfestigkeit $\beta_{sz}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,97	2,92	3,62	3,39
		Biegezugfestigkeit $\beta_{bz}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3,25	3,76	4,39	4,54

Tabelle 2.1: Frischbetoneigenschaften

Balken	Anteile je m <sup>3</sup> frisch verdichteten Beton in kg							
	Zement	Wasser	0/2	2/8	8/16	$\Sigma$	w = W/Z	Ausbreitmaß a in cm
SOV 1/1	354	231	539	891	395	1825	0,65	41,0 / 51,0
SOV 1/2	358	228	545	900	399	1844	0,64	41,0 / 51,0
SOV 2/1	360	233	557	891	409	1857	0,65	41,5 / 48,0
SOV 2/2	358	226	554	886	406	1846	0,63	—

Tabelle 2.2: Betoneigenschaften

### 2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Nachdem die Spannstäbe an den vorgesehenen Stellen mit Dehnmeßstreifen versehen worden waren, wurden sie in die über die Segmentfugen durchlaufenden Hüllrohre eingefädelt und durch Schablonen in ihrer endgültigen Lage fixiert. Die Meßkabel der Dehnmeßstreifen wurden durch in Höhe der DMS in die Hüllrohre geschnittene Öffnungen nach außen geleitet; diese Öffnungen wurden anschließend wieder verschlossen, um ein Eindringen des Frischbetons in die Hüllrohre zu verhindern.

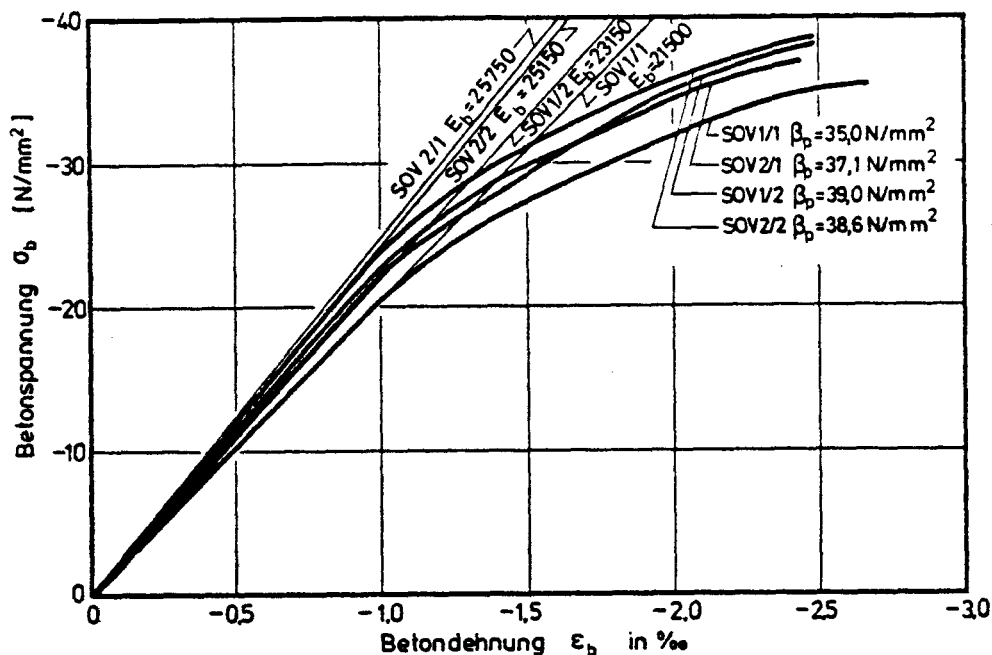


Bild 2.3: Spannungs-Dehnungs-Linien der Betone

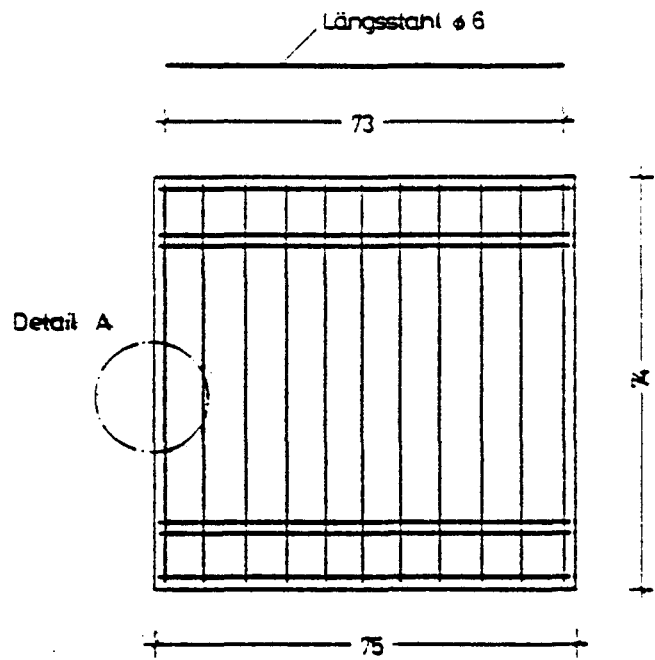
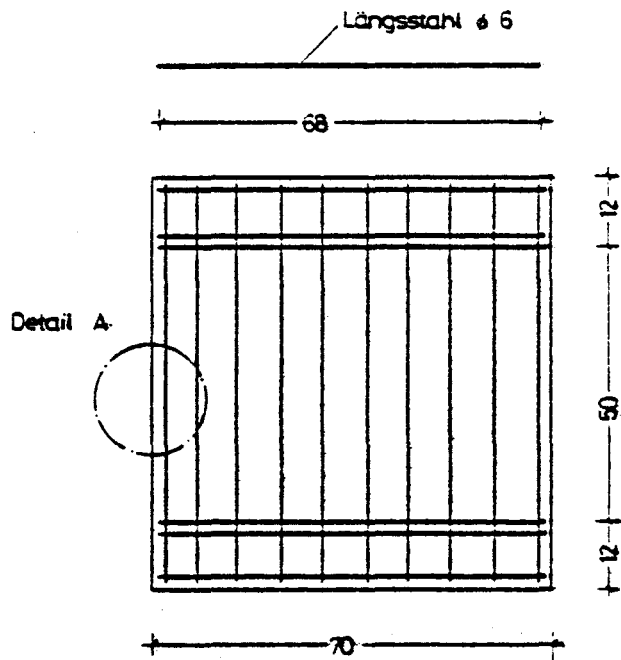
Versuchs- körper	Nennendurchmesser $d_s$ [mm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	$\beta_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung [%]
SOV 1	6	28,4	477	572	12,8
	10	77,1	468	524	12,3
	12	112,4	463	544	13,4
	32	800,5	898	1110	5,6
SOV 2	6	29,2	465	544	14,2
	8	50,8	474	547	16,3
	10	76,8	435	508	15,7
	12	112,7	452	528	12,0
	14	152,6	518	577	12,1

Tabelle 2.3: Festigkeiten der Beton- und Spannstähle

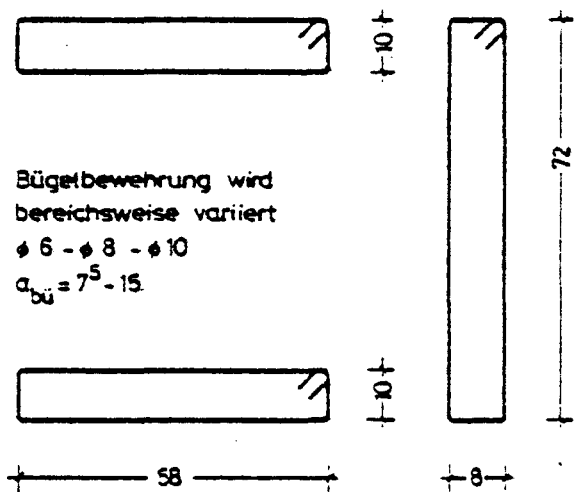
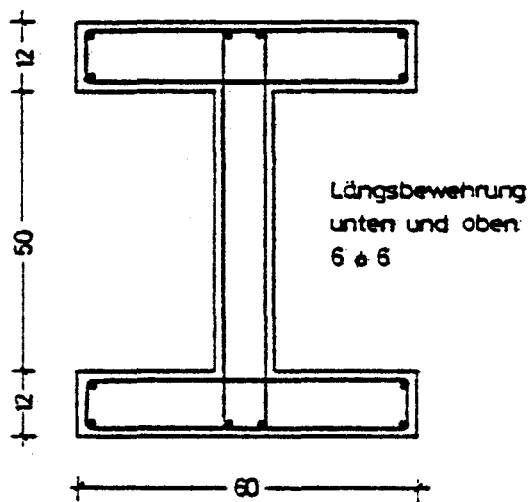
Das Betonieren der Versuchskörper erfolgte in zwei Betonierabschnitten nach dem Kontaktverfahren; zunächst wurde nur jedes zweite Segment betoniert, wobei an den Stirnflächen der Segmente eine im Steg profilierte Schalung angebracht war. Im zweiten Betonierabschnitt, 4 Tage später, wurden nach Entfernen der Stirnschalungen die dazwischenliegenden Segmente hergestellt. Die Stirnflächen der vorher betonierten Segmente dienten als Schalung. Um eine Haftung der gegeneinander betonierten Fugenflächen zu verhindern, wurden die Fugenflächen im Steg vor dem Anbetonieren mit einem bituminösen Anstrich versehen.

Segment SOV 2

Segment SOV 1



Segmentquerschnitt  
SOV 1, SOV 2



Detail A  
Fugenprofilierung

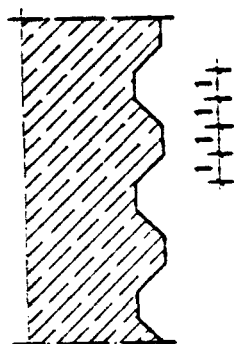


Bild 2.4: Schal- und Bewehrungsplan der Einzelfragmente

Die Verdichtung des Frischbetons B 45 erfolgte mit Innen- und Außenrüttlern, um auch die schwer zugänglichen Untergurte einwandfrei herzustellen.

Während der ersten sieben Tage nach Abschluß der Betonierarbeiten wurden beide Balken unter feuchten Tüchern gelagert, die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen in der Versuchshalle.

#### 2.4 Vorspannen

Zum gefahrlosen Transport und um ein vorzeitiges Aufreißen der Biegezugzone zu verhindern, wurde zunächst vor dem Umsetzen der Versuchsbalken auf die Auflager der Prüfeinrichtung eine Teilvorspannung aufgebracht. Anschließend wurde schrittweise die geplante Vorspannung aufgebracht. Die Steuerung der Pressenkräfte erfolgte direkt anhand der gemessenen Spannstahldehnungen. Die Balken erhielten zu Versuchsbeginn nur einen Teil der vollen zulässigen Spannstahlspannungen, um für das Studium des Rißverhaltens einen möglichst breiten Abstand zwischen Dekompressions- und Bruchmoment zu erhalten. Um bei geringer Versuchsbelastung ein Aufreißen der Betondruckzone infolge exzentrischer Vorspannung zu vermeiden, erhielt der Versuchsbalken SOV1 eine Montagevorspannung durch ein in der Biegedruckzone verbundlos geführtes Spannglied  $\varnothing 26,5$  mm. Dieses Spannglied wurde im Verlaufe des Versuches bei einer Last  $F = 500$  kN entlastet.

### 3 Versuchseinrichtung

#### 3.1 Meßstellenanordnung

Die Anordnung der Meßstellen ist im Anhang in den Bildern A 3.1 bis A 3.5 wiedergegeben. Im einzelnen wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Alle Balken waren mit Dehnmeßstellen an den Bügeln versehen. An einzelnen ausgewählten Bügeln waren jeweils 3 Meßstellen auf den Bügelschenkeln angeordnet. Die genaue Lage der Bügelmeßstellen kann dem Bild A 3.1 des Anhangs entnommen werden.
- Auch die Dehnungen des Spannstahls sowie der Betonstahl-Längsbewehrung wurden mit Dehnmeßstreifen in verschiedenen Querschnitten gemessen. (Bild A 3.2 und A 3.3)
- Zur Messung der Stauchungen in der Druckzone waren rechts und links neben den Einzellasten Meßstrecken für Setzdehnungsmesser angeordnet. (Bild A 3.4)
- Die Messungen der Betonverformungen im Steg erfolgte durch Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 100 mm. In verschiedenen Meßquerschnitten wurden vor dem Vorspannen Meßrosetten angebracht, an denen die Dehnungen in 3 Richtungen ( $0^\circ$ ,  $45^\circ$ , und  $90^\circ$ ) gemessen wurden. Mit Hilfe dieser Meßrosetten war auch eine Bestimmung der Größe und Richtung der Hauptdehnungen möglich. Nach Ausbildung eines ausgeprägten Schubrißbildes wurden weitere Setzdehnungsmeßstellen angeordnet um die Verformungen der Betondruckstreben zu erfassen. Die Lage aller Setzdehnungsmeßstellen ist in der Anlage A 3.4 aufgeführt.
- Die Rißbildung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet, so daß das zu einer Laststufe gehörige Rißbild nachgezeichnet werden konnte. Die Rißbreiten

wurden in ausgewählten Laststufen entlang mehrerer Meßlinien gemessen. Die Meßstellen für die Rißbreiten sind im Rißbild gekennzeichnet und durchnumeriert. Das Messen der Rißbreiten erfolgte unter Verwendung einer Videokamera, mit der die Rißbreiten an den vorher festgelegten Meßpunkten aufgezeichnet und später mittels eines geeichten Maßstabes am Bildschirm ausgewertet wurden.

- Die Balkendurchbiegungen wurden mittels induktiver Weggeber an den in Anlage A 3.5 angegebenen Stellen ermittelt.

Sämtliche elektronischen Messungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlage UPH 3200 vom Typ Hottinger erfaßt, mit dem "Graphischen System Tektronix 4051" abgespeichert und mit Hilfe der Institutsrechenanlage PRIME 400 ausgewertet.

### 3.2 Belastungseinrichtung

Das statische System sowie die Belastungsanordnungen der Versuchsbalken sind im Bild 2.1 skizziert. Zur Aufbringung der Versuchslasten wurden 1000 bzw. 500 kN-Amsler-Pressen benutzt. Die Größe der aufgebrachten Kräfte wurde mittels einer Kraftmeßdose und eines Öldruckgebers kontrolliert. Bei dem Versuchsbalken SOV2, der als Zweifeldträger ausgebildet war, wurden zusätzlich die Lagerkräfte an den Endauflagern ebenfalls mittels Kraftmeßdosen gemessen.



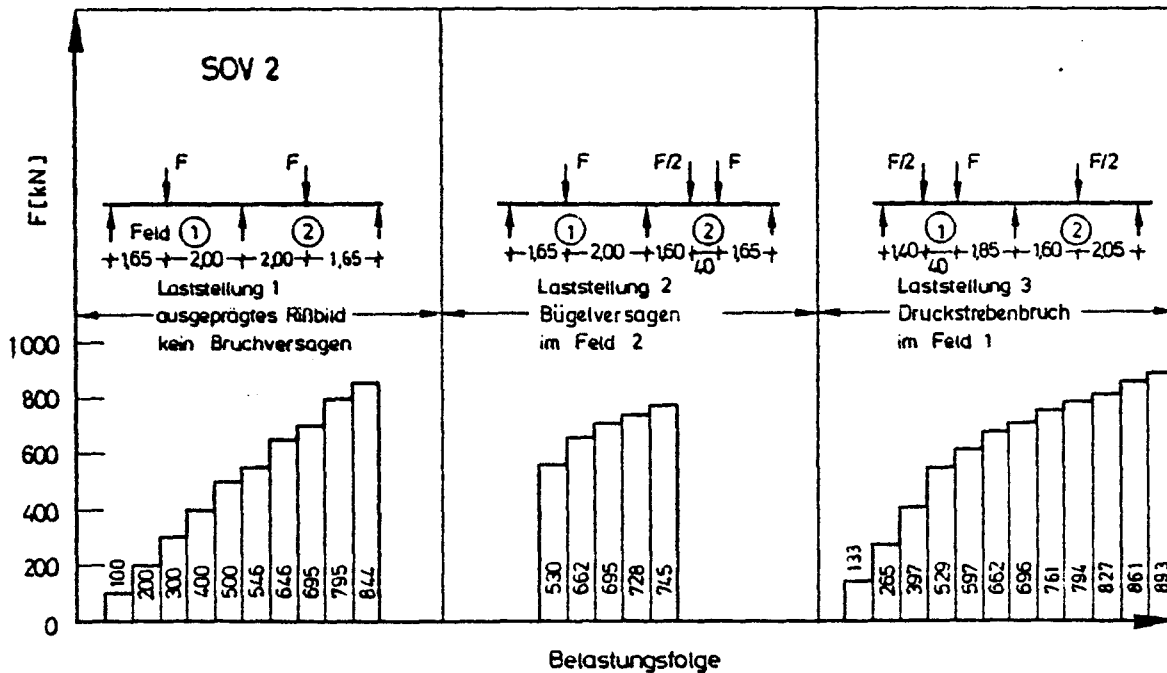
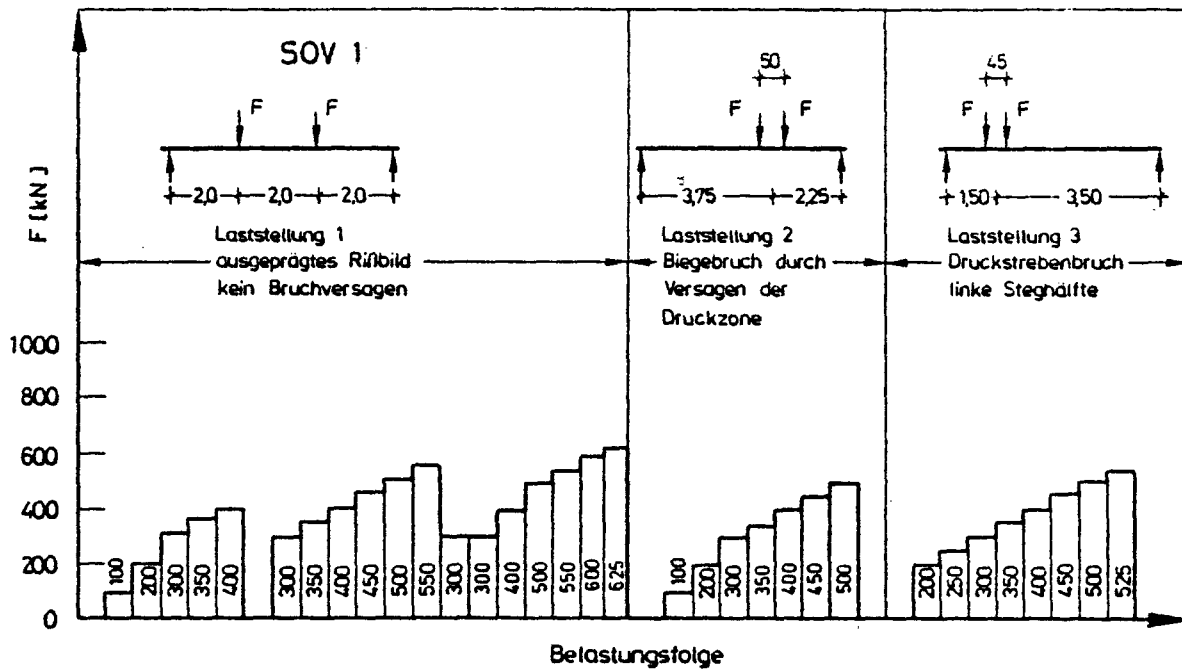
## 4 Versuchsdurchführung

### 4.1 Allgemeines

Das Belastungsprogramm der beiden Versuchsbalken war im wesentlichen gleich. Der in Bild 4.1 graphisch zusammengefaßte Belastungsablauf kann in 5 Phasen aufgeteilt werden:

1. Phase: Stufenweise steigende statische Beanspruchung bis zur erhöhten Gebrauchslast.
2. Phase: ca. 15 Stunden Standzeit unter der maximalen Last der 1. Phase.
3. Phase: Nachspannen der Spannglieder. Stufenweise statische Laststeigerung bis zur Ausbildung eines ausgeprägten Rißbildes.
4. Phase: Änderung der Lastanordnung, statische Laststeigerung bis zum 1. Versagen.
5. Phase: Änderung der Lastanordnung, statische Laststeigerung bis zum 2. Versagen.

Zur besseren Übersicht sind in Tabelle 4.1 die wichtigsten Versuchsdaten für die erste Laststellung sowie einige zugehörige rechnerische Vergleichsergebnisse einander gegenübergestellt, auf die im Verlauf der weiteren Betrachtung noch näher eingegangen wird.



**Bild 4.1:** Laststellungen mit zugehöriger Belastungsfolge der Versuchsbalken

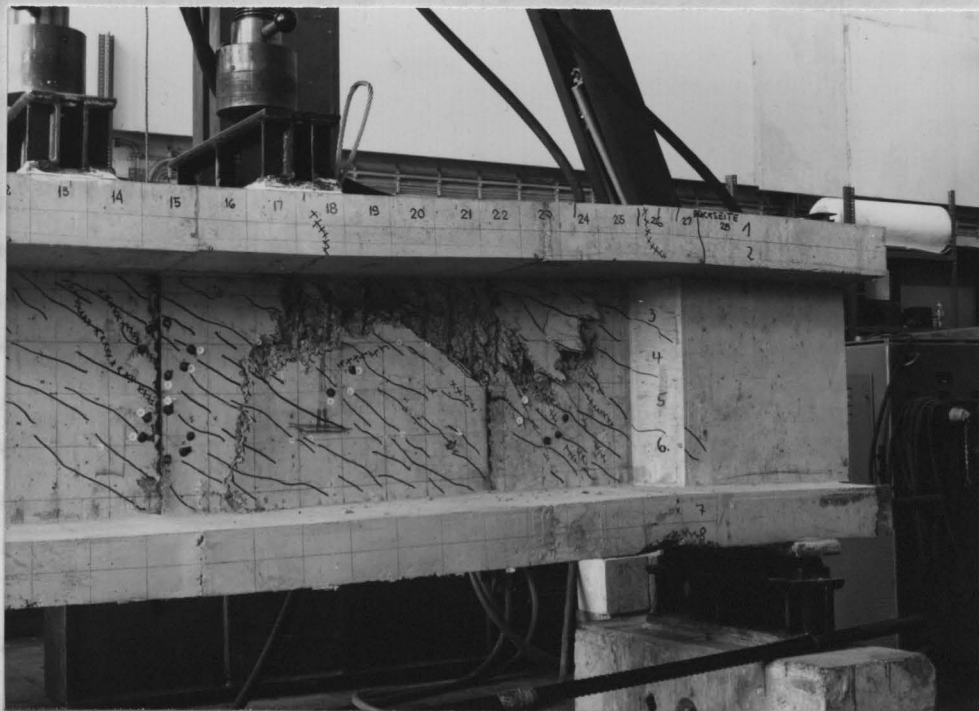
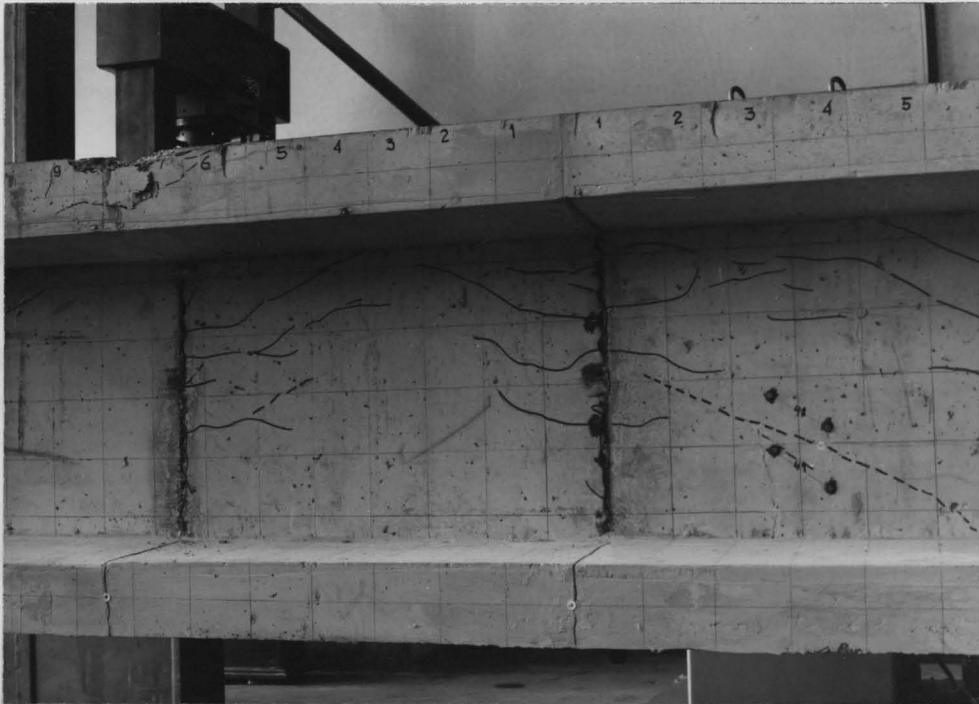
	SOV 1		SOV 2	
	Linke Seite	Rechte Seite	Feld ①	Feld ②
Auftreten der ersten Biegerisse bei $F$ [kN] (öffnen der Segmentfugen)	375	375	646	646
Zugeh. Biegezugrandspannung in $N/mm^2$	1,3	1,3	0,9	0,9
Biegezugfestigkeit $\beta_{BZ}$ der Begleitkörper in $N/mm^2$	3,5	3,5	4,4	4,4
Auftreten der ersten Schubrisse bei $F$ [kN]	300	300	500	550
Zugeh. rechn. Hauptzugspannung in $N/mm^2$	2,7	2,7	2,7	3,0
Spaltzugfestigkeit $\beta_{SZ}$ der Begleitkörper in $N/mm^2$	2,95	2,95	3,5	3,5
Mittlere Neigung der Schubrisse	$\sim 33^\circ$	$\sim 33^\circ$	$\sim 34^\circ$	$\sim 34^\circ$
Mittlere Neigung der rechn. Hauptspannungen unter Erstrißlast	$\sim 28^\circ$	$\sim 28^\circ$	$\sim 33^\circ$	$\sim 33^\circ$

**Tabelle 4.1:** Versuchs- und rechnerische Vergleichsdaten der 1. Belastungsphase

#### 4.2 Versuchsbalken SOV1

In der ersten Laststellung war der Versuchsbalken SOV1 durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten belastet. Bei einer Belastung von  $F = 300 \text{ kN}$  wurden die ersten Schubrisse beobachtet. Die zugehörige rechnerische Hauptzugspannung betrug  $2,7 \text{ N/mm}^2$  und ist damit größer als die nach DIN 4227 Teil 1 im Gebrauchszustand für beschränkte Vorspannung (zul  $\sigma_I = 2,6 \text{ N/mm}^2$ ) bzw. für volle Vorspannung (zul  $\sigma_I = 0,9 \text{ N/mm}^2$ ) zulässigen rechnerischen Hauptzugspannungen. Sie entspricht etwa der Spaltzugfestigkeit der Begleitkörper von  $2,95 \text{ N/mm}^2$ . Die mittlere Neigung der Schubrisse von  $33^\circ$  ist etwas steiler als die rechnerische Neigung der Hauptzugspannungen von  $28^\circ$  bei Auftreten der ersten Schubrisse. Das Öffnen der Segmentfugen im querkraftfreien Bereich erfolgte bei einer Belastung von  $F = 375 \text{ kN}$ . Die zugehörige Biegezugrandspannung betrug  $1,3 \text{ N/mm}^2$ .

Vor Beginn der 3. Versuchsphase wurden zusätzliche Setzdehnungsmeßstellen angebracht, deren Lage und Neigung dem jeweiligen Schubrißverlauf angepaßt wurde. Somit konnten zusätzlich zu den bereits vorhandenen Meßwerten (Meßrosetten) die Stauchungen der Betondruckstreben unmittelbar bestimmt werden. Um mit den neuangebrachten Setzdehnungsmeßstellen die gesamten Betonstauchungen infolge der Versuchslast bestimmen zu können, wurden die Balken entlastet und nach der "Nullmessung" in wenigen Schritten auf die vorher erreichte Last hochgefahren. Anschließend wurde in der 3. Versuchsphase die Belastung weiter stufenweise gesteigert. Nachdem sich die Segmentfugen im max. Momentenbereich annähernd über die gesamte Steghöhe geöffnet hatten, kam es infolge Querzugspannungen aus Scheibenwirkung zur Bildung der für die Vorspannung ohne Verbund typischen Rißvergabelungen (Bild 4.2). Bei einer Last von  $625 \text{ kN}$  erreichten die Fugenrisse den oberen Flansch und zeigten einen beginnenden Biegebruch an. Deshalb wurde der Versuch abgebrochen, um den Versuchskörper noch für weitere Laststellungen verwenden zu können.



**Bild 4.2:** Versagenszonen des Versuchsbalkens SOV1 (Bild oben: Laststellung 2, darunter: Laststellung 3)

Die Belastungsanordnung für die Laststellung 2 kann dem Bild 4.1 entnommen werden. Bei stufenweiser Steigerung der Last trat bei einer Last von  $F = 500 \text{ kN}$  ein Biegebruch ein, der durch ein Versagen der Druckzone eingeleitet wurde (Bild 4.2).

Da die rechte Balkenhälfte noch weitgehend unzerstört war, konnte der Versuchsbalken in einer weiteren Laststellung geprüft werden. In dieser letzten Laststellung trat der Bruch durch Überschreitung der Druckfestigkeit in den Stegdruckstreben ein. Das Versagen kündigte sich durch eine Schollenbildung an den Stegaußenflächen an (Bild 4.2). Die Bruchlast betrug  $F = 525 \text{ kN}$ . Dies entspricht einer Bruchquerkraft von  $Q_u = 788 \text{ kN}$ .

#### 4.3 Versuchsbalken SOV2

In der ersten Laststellung (Bild 4.1) wurde der Versuchsbalken SOV2 mit je einer Einzellast im Abstand  $0,45 \text{ l}$  vom Endauflager belastet. Die ersten Schubrisse traten bei einer Belastung von  $F = 500 \text{ kN}$  auf. Wie beim SOV1 betrug die zugehörige rechnerische Hauptzugspannung  $2,7 \text{ N/mm}^2$  und die Neigung der Risse  $\sim 33^\circ$ . Der Abstand zur Spaltzugfestigkeit der Begleittkörper von  $3,5 \text{ N/mm}^2$  ist jedoch wesentlich größer als beim SOV1. Die Segmentfugen im Bereich der maximalen Feldmomente öffneten sich bei einer Belastung von  $F = 646 \text{ kN}$ . Die zugehörige Biegerandspannung betrug  $0,9 \text{ N/mm}^2$ . Die 3. Belastungsphase wurde nach Laststeigerung bis auf  $F = 844 \text{ kN}$  beendet. Das bis zu diesem Zeitpunkt entstandene Rißbild ist in Anlage A 5.3 dargestellt. Im Vergleich zum entsprechenden Rißbild des SOV1 (Anlage A 5.2) fällt auf, daß keine horizontalen Rißvergabelungen im Fugenbereich vorhanden waren. Dies ist auf das Fehlen einer querkraftfreien Zone beim Balken SOV2 zurückzuführen. Das Rißbild beim SOV2 wird im wesentlichen durch Stegschubrisse geprägt, deren Verlauf durch die Segmentfugen nicht beeinflußt wurde.

In der 2. Laststufe wurden die Lasten derart angeordnet, daß Feld 2 stärker belastet wurde, um hier ein Versagen zu erzielen. Das Versagen trat durch Fließen der Bügel im Bereich zwischen der Mittelstütze und den beiden Einzellasten ein. Als Sekundärbruch war auch hier eine Zerstörung der



Bild 4.3: Versagenszonen des Versuchsbalkens SOV2 (Bild oben: Laststellung 2, darunter: Laststellung 3)

Druckstreben festzustellen (Bild 4.3). Die Bruchlast betrug  $F_u = 745 \text{ kN}$ ; dies entspricht einer Bruchquerkraft von  $Q_u = 667 \text{ kN}$ .

Anschließend wurde in der letzten Laststellung Feld 1 stärker belastet, da der Versuchsbalken hier bis auf die Risse aus Laststellung 1 noch weitgehend unbeschädigt war. Hier trat das Versagen durch Überschreiten der Druckfestigkeit in den Stegdruckstreben ein. Das Bruchbild ist ähnlich demjenigen der Laststellung 2 (Bild 4.3). Die Bruchlast betrug  $F = 893 \text{ kN}$ ; die zugehörige Bruchquerkraft  $Q_u = 661 \text{ kN}$ .

## 5 Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

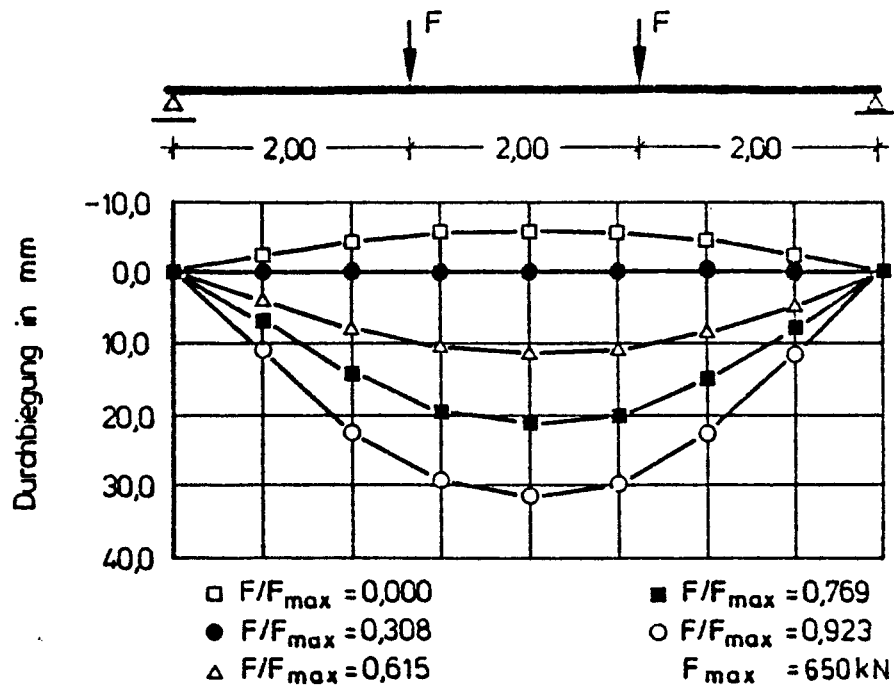
### 5.1 Allgemeines

Die während der Durchführung der Versuche gewonnenen Meßdaten sind im Anhang systematisch ausgewertet und zusammengefaßt (Anlage A 6.1 - A 6.16). In diesem Anhang befinden sich in tabellarischer und graphischer Darstellung die laststufenweise gemessenen Beton-, Bügel- und Spannstahldehnungen, die Balkendurchbiegungen sowie die ermittelten Schubrißbreiten. Wegen des großen Umfangs werden im folgenden nicht sämtliche Versuchsdaten diskutiert, sondern nur die allgemein gültigen Erkenntnisse herausgestellt und anhand von Versuchsdaten belegt.

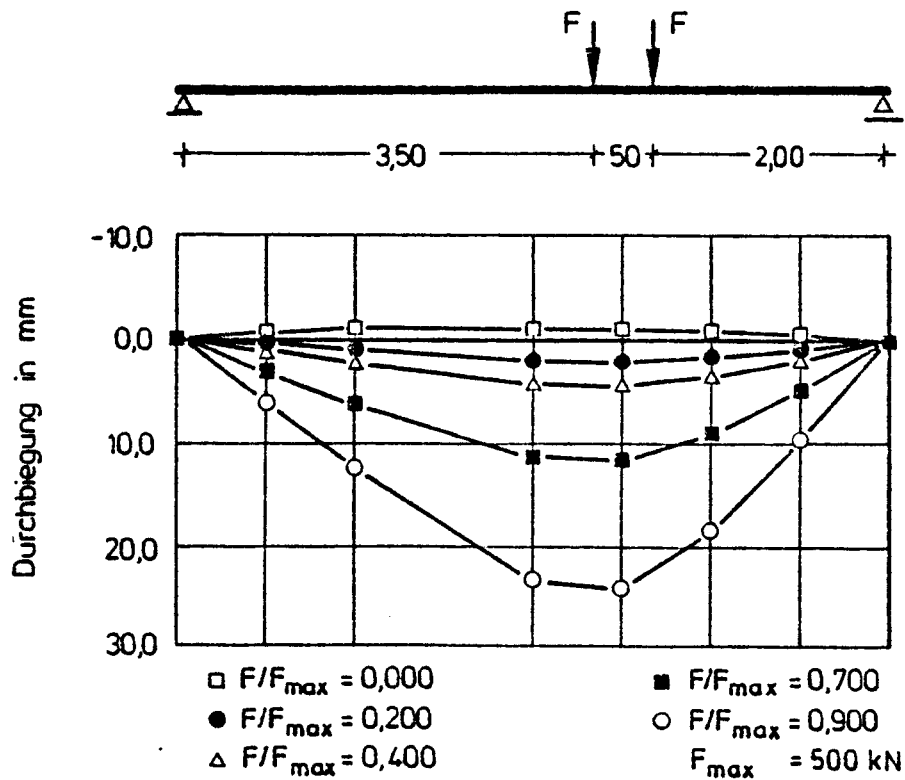
### 5.2 Balkendurchbiegungen

Die Durchbiegungen der Versuchsbalken wurden mittels induktiver Weggeber an den in Anlage A 3.5 dargestellten Meßpunkten laststufenweise bestimmt. Für ausgewählte Belastungsstufen sind die gemessenen Werte zu Biegelinien ausgewertet und in den Bildern 5.1 bis 5.5 dargestellt. Bei einer rechnerischen Kontrolle der gemessenen Durchbiegungen müssen im vorliegenden Fall wegen der geringen Schubslankheit und der hohen Querkraftbeanspruchung die Durchbiegungsanteile aus Biegung und Querkraft überlagert werden.





**Bild 5.1:** Biegelinien des Versuchsbalkens SOV1  
(Laststellung 1)



**Bild 5.2:** Biegelinien des Versuchsbalkens SOV1  
(Laststellung 2)

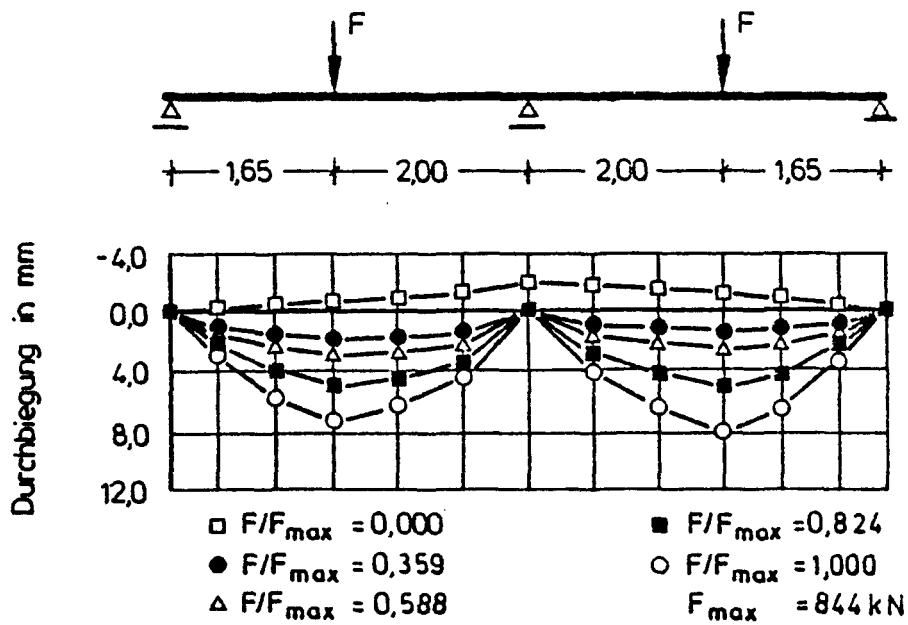


Bild 5.3: Biegelinien des Versuchsbalkens SOV2  
(Laststellung 1)

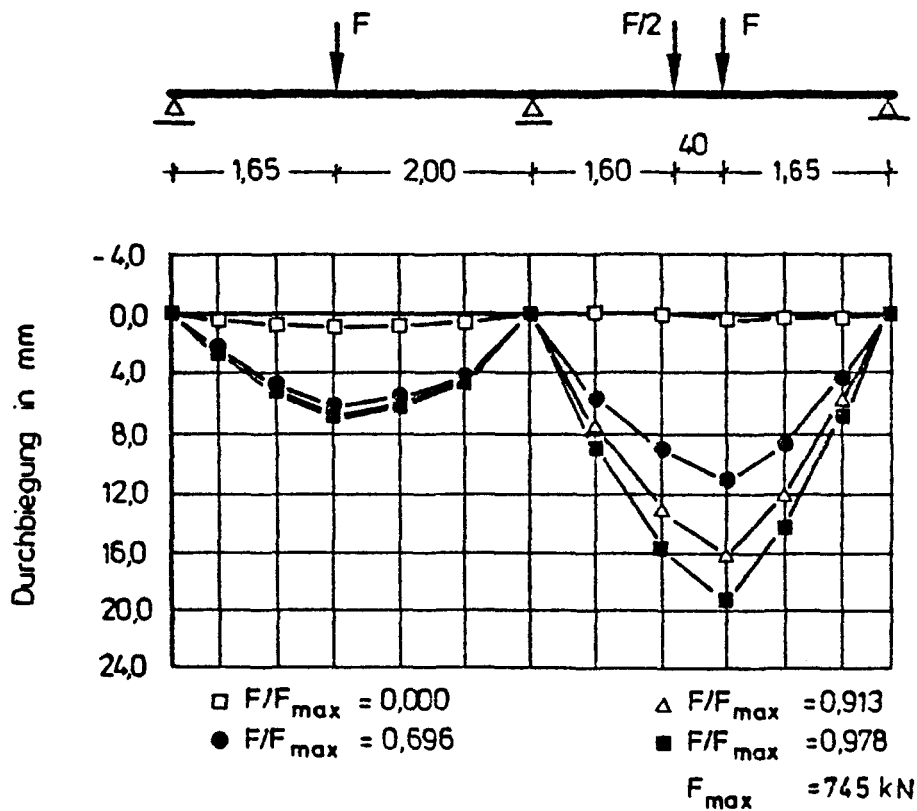
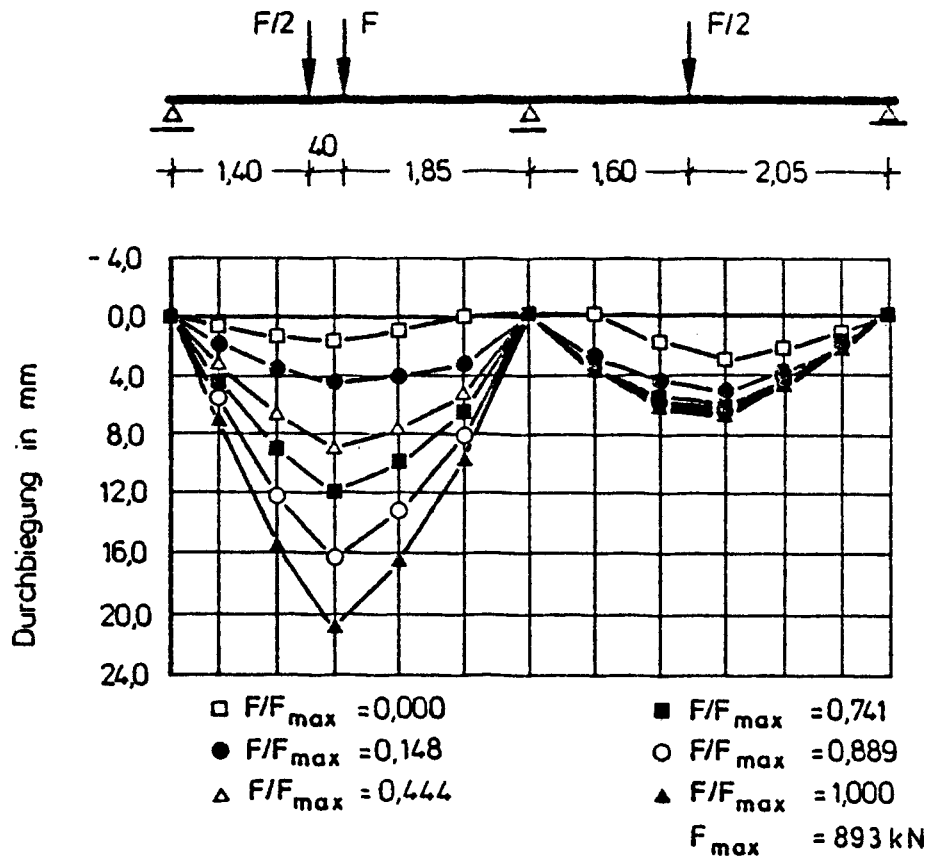


Bild 5.4: Biegelinien des Versuchsbalkens SOV2  
(Laststellung 2)



**Bild 5.5:** Biegelinien des Versuchsbalkens SOV2  
(Laststellung 3)

### 5.3 Rißentwicklung

#### 5.3.1 Allgemeines

Bei jedem Versuchsbalken wurde laststufenweise die Entwicklung der Biege- und Schubrisse aufgezeichnet; die Rißbilder aller Balken sind in den Anlagen A 2.1 bis A 2.4 und die Rißentwicklungen für einige ausgewählte Laststufen in den Anlagen A 5.2 bis A 5.3 wiedergegeben. In diesen Anlagen sind auch die Punkte angegeben, an denen die Rißbreiten gemessen wurden.

### 5.3.2 Erstrißlasten

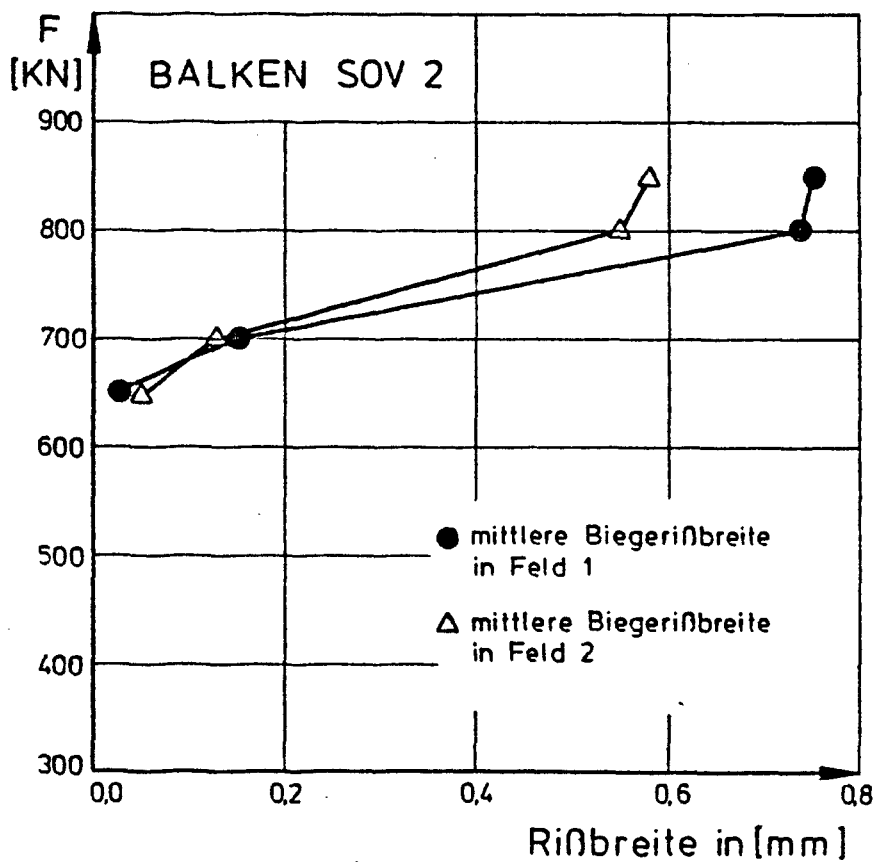
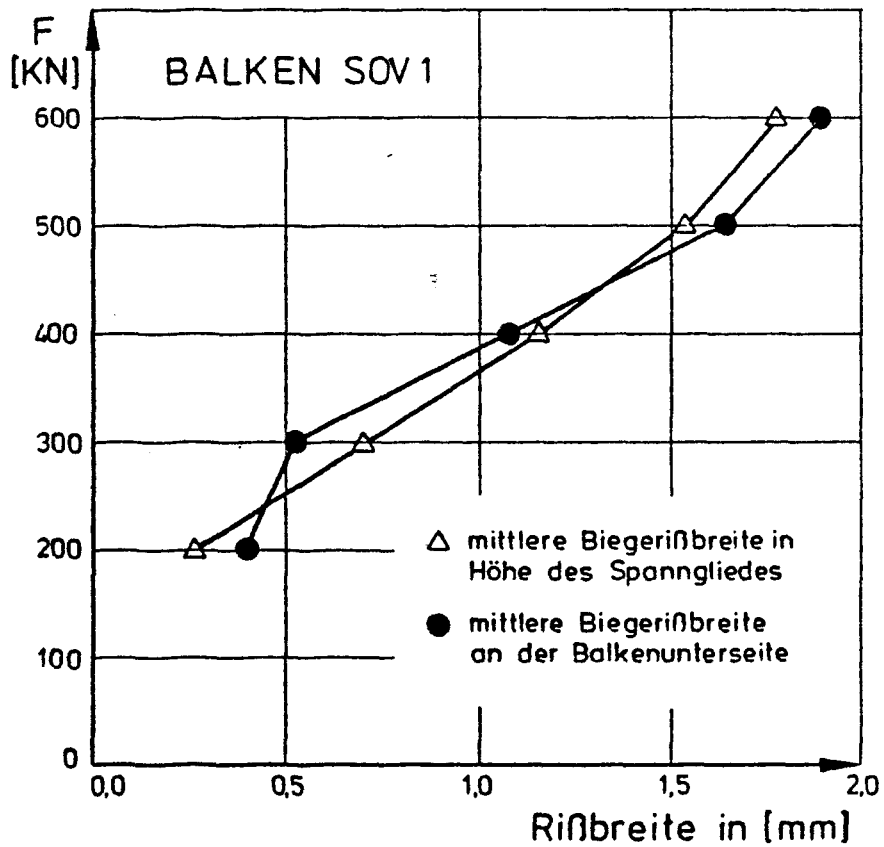
In der Tabelle 4.1 sind neben anderen Versuchsdaten auch die äußeren Lasten angegeben, bei denen die ersten Schub- bzw. Biegerisse beobachtet wurden. Gleichzeitig sind die zugehörigen rechnerischen Hauptzug- bzw. Biegezugspannungen nach E-Theorie aufgeführt. Die rechnerischen Hauptzugspannungen, bei denen erste Schubrisse auftraten, lagen zwischen 2,7 und 3,0 N/mm<sup>2</sup>; somit sind die am Bauteil vorhandenen Zugfestigkeiten annähernd gleichgroß wie die an den Begleilkörpern gewonnenen Festigkeiten. Sie liegen geringfügig oberhalb der nach DIN 4227 Teil 1 zulässigen Hauptzugspannungen im Gebrauchszustand eines beschränkt vorgespannten Bauteils der Betongüte B 45.

Die während der Versuche gegenüber der horizontalen Achse gemessenen Neigungswinkel der erste Schubrisse lagen zwischen 33° und 34° und waren geringfügig größer als die bei Ansatz der Erstschubrißlast unter Annahme von Zustand I ermittelten rechnerischen Neigungswinkel (vgl. Tabelle 4.1).

Die ersten Biegerisse (Öffnen der Segmentfugen) traten bei einer Biegezugspannung von ca. 1,1 N/mm<sup>2</sup> auf. Die festgestellten Biegezugfestigkeiten in den Segmentfugen sind auf den kurzen zeitlichen Abstand bei der Herstellung der Segmente nach der Kontaktbauweise zurückzuführen; der Bitumenanstrich hat die Entstehung einer Haftfestigkeit nicht gänzlich verhindert. Die Fuge kann hier als Arbeitsfuge betrachtet werden.

### 5.3.3 Biegeriðbreiten

Bei der Segmentbauart sind durch die verminderte Zugfestigkeit im Fugenbereich Sollrißstellen für die Biegerisse vorgegeben. Bei den Versuchsbalken konzentrierten sich daher die Biegerisse ausschließlich auf die Segmentfugen.



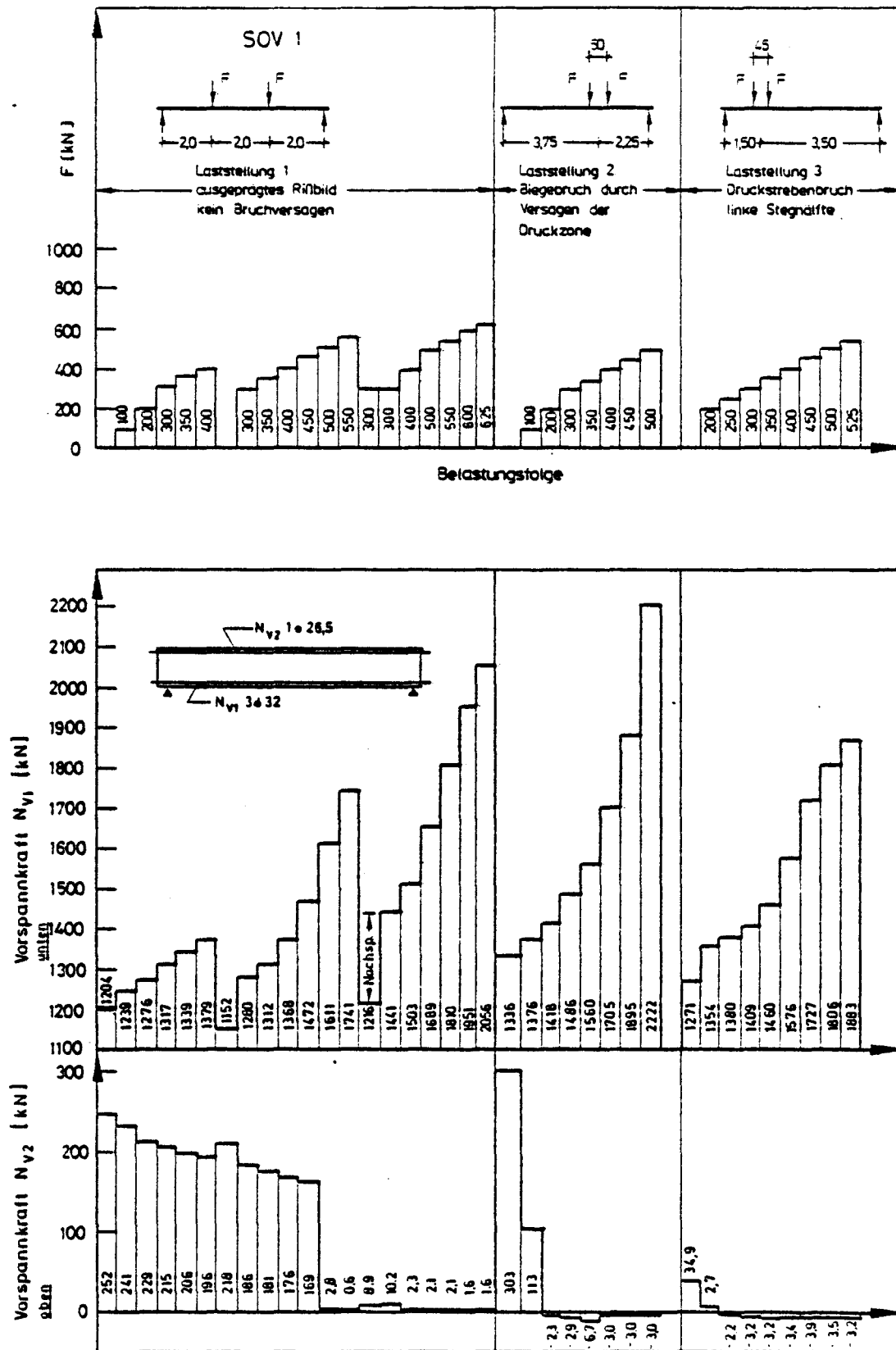
**Bild 5.6:** Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit von der Belastung für die Versuchsbalken SOV1 und SOV2 (1. Laststellung)

Die Fugenspaltentwicklung in Abhängigkeit von der Belastung ist im Bild 5.6 dargestellt. Unmittelbar nach der Erstrißbildung betrugen die Biegerissbreiten zwischen 0,2 bis 0,4 mm. Nach weiterer Laststeigerung nahmen die Rißbreiten aufgrund der fehlenden Verbundbewehrung rasch zu und erreichten im Versagenszustand eine Rißbreite von bis zu 4 2,00 mm. Dabei zeigte sich unterschiedliches Rißverhalten in Abhängigkeit von der Form der Momentenlinie. Beim Versuchskörper SOV1 mit querkraftfreiem Bereich im mittleren Drittel der Stützweite kam es infolge Scheibenbeanspruchung und damit verbundener Querkzugbeanspruchung zur Bildung von quer zu den Fugenrissen -also horizontal- verlaufenden Rissen. Der Rißfortschritt bis hin zur Biegedruckzone und die Rißbreitenzunahme wurde durch diese Querrisse jedoch nicht beeinträchtigt. Beim Versuchskörper SOV2 war diese querkraftfreie Zone nicht vorhanden. Hier bildete sich im Feld jeweils nur ein Biegerið im Bereich des maximalen Feldmomentes. Dieser Biegerið wurde bei  $Q = 600 \text{ kN}$  von einem Schubrið gekreuzt. Von diesem Zeitpunkt an war eine wesentlich langsamere Zunahme der Rißbreite zu verzeichnen.

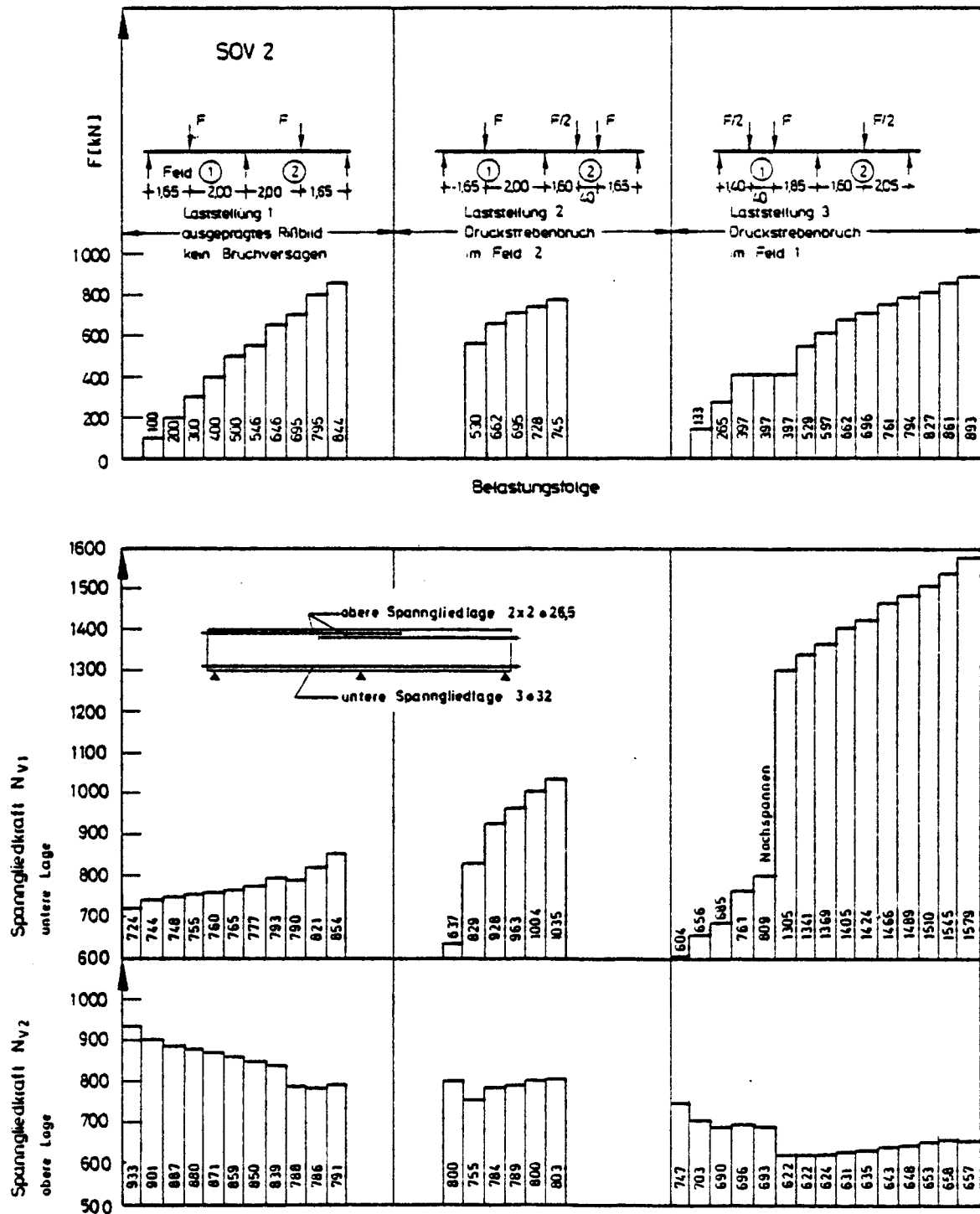
#### 5.4 Stahldehnungen

##### 5.4.1 Spannstaahldehnungen

In den Bildern 5.7 und 5.8 sind die Vorspannkraften für die einzelnen Belastungsfälle in Abhängigkeit von den aufgetragenen Versuchslasten aufgetragen. Zum Teil mußte während des Versuches die Vorspannkraft erhöht werden, wenn die Biegerisse in Feldmitte bis an den Druckflansch heranreichten, um so einen vorzeitigen Biegebruch durch Einschnürung der Druckzone zu verhindern. Die gemessenen Spannkraftzunahmen lagen zwischen 43 % und 66 % bezogen auf die durch das Vorspannen aufgetragene Spanngliedkraft. Die für die Spannbauteile ohne Verbund hohen Spannkraftzunahmen der Balken sind einerseits auf die geringen Spanngliedlängen und ander-

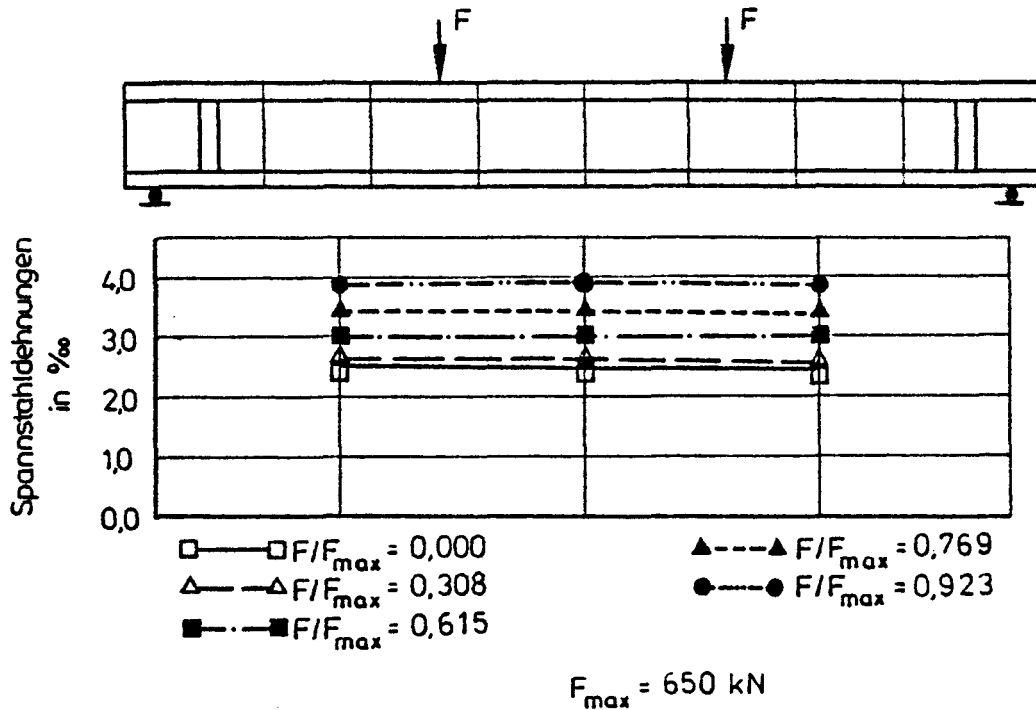


**Bild 5.7:** Zunahme der Vorspannkraft infolge der Versuchslasten beim Versuchskörper SOV1



**Bild 5.8:** Zunahme der Vorspannkraft infolge der Versuchslasten beim Versuchskörper SOV2





**Bild 5.9:** Spannstahldehnungen des SOV1 entlang der Balkenachse (Laststellung 1)

rerseits, besonders beim SOV1, auf den verhältnismäßig großen Bereich mit konstanter Momentenbeanspruchung zurückzuführen. Außerdem waren durch die Segmentfugen in diesen Bereichen Sollrißstellen vorgegeben, an denen sich zum Versagenszustand hin plastische Gelenke ausbilden konnten.

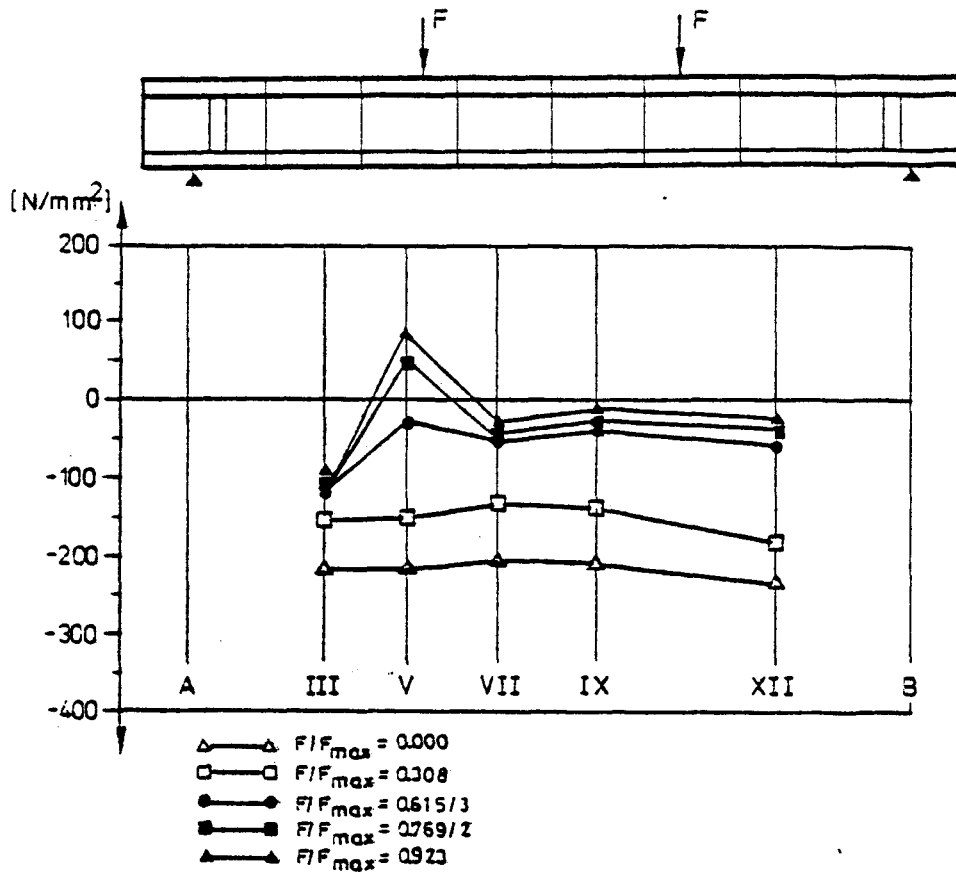
Der Vergleich der jeweils im Bruchlastbereich gemessenen maximalen Spannstahldehnungen mit den in Begleitversuchen festgestellten Fließdehnungen bestätigt, daß in allen Fällen das Balkenversagen vor Erreichen der Spannstahlfließgrenze eintrat.

Bei den Versuchsbalken kamen gerippte Spannstäbe in Hüllrohren, die nicht verpreßt wurden, zur Anwendung. Wie Bild 5.9 zeigt, waren die Spannstahldehnungen über die gesamte Balkenlänge annähernd konstant. Unerwünschte Reibungskräfte haben danach die Versuchsergebnisse offensichtlich nicht beeinflußt.

#### 5.4.2 Dehnungen der Betonstahllängsbewehrung

Neben den Spannstahldehnungen wurden bei den Versuchsbalken die Dehnungen der jeweils über eine Segmentlänge reichenden schlaffen Längsbewehrung in der vorgedrückten Zugzone gemessen. In Bild 5.10 ist der Verlauf der aus den Dehnungen ermittelten Stahlspannungen über die Balkenlängsachse aufgetragen. Infolge Vorspannung waren die Betonstahlspannungen in der vorgedrückten Zugzone über die Balkenlängsachse annähernd konstant und stimmten mit den rechnerischen Werten nach E-Theorie gut überein. Mit zunehmender äußerer Belastung wurden diese Druckspannungen vor allem im maximalen Momentenbereich abgebaut. Bei der Analyse der Meßergebnisse ist zu beachten, daß die schlaffe Längsbewehrung nicht über die Segmentfugen hindurchgeht. Die gemessenen Betonstahldehnungen spiegeln deshalb nur den Dehnungsverlauf innerhalb des Segmentes wieder und erfassen nicht die Zugdehnungen des Betons im Fugenbereich.

Aus Bild 5.10 ist zu ersehen, daß beim Versuchsbalken SOV1 nur an einer Stelle im Segment Zugspannungen im Betonstahl auftraten. Hier bildete sich im Bruchstadium ein Biegeriß innerhalb des Segmentes. Bei der Segmentbauweise und vor allem in Verbindung mit verbundlosen Spanngliedern besitzt die Betonstahllängsbewehrung keinen nennenswerten Einfluß auf das Trag- und Verformungsverhalten. Bedingt durch ihre Lage nur innerhalb des Segmentes kann sie weder einen Anteil zur Begrenzung der überwiegend auf die Fugen konzentrierten Biegerisse beitragen, noch nennenswerte Längskräfte aus der Schubbeanspruchung übernehmen. Die Meßergebnisse lassen vermuten, daß die Aufnahme der aus der Schubbeanspruchung herrührenden Längszugkräfte durch den ungerissenen vorgedrückten Betonzuggurt erfolgt.

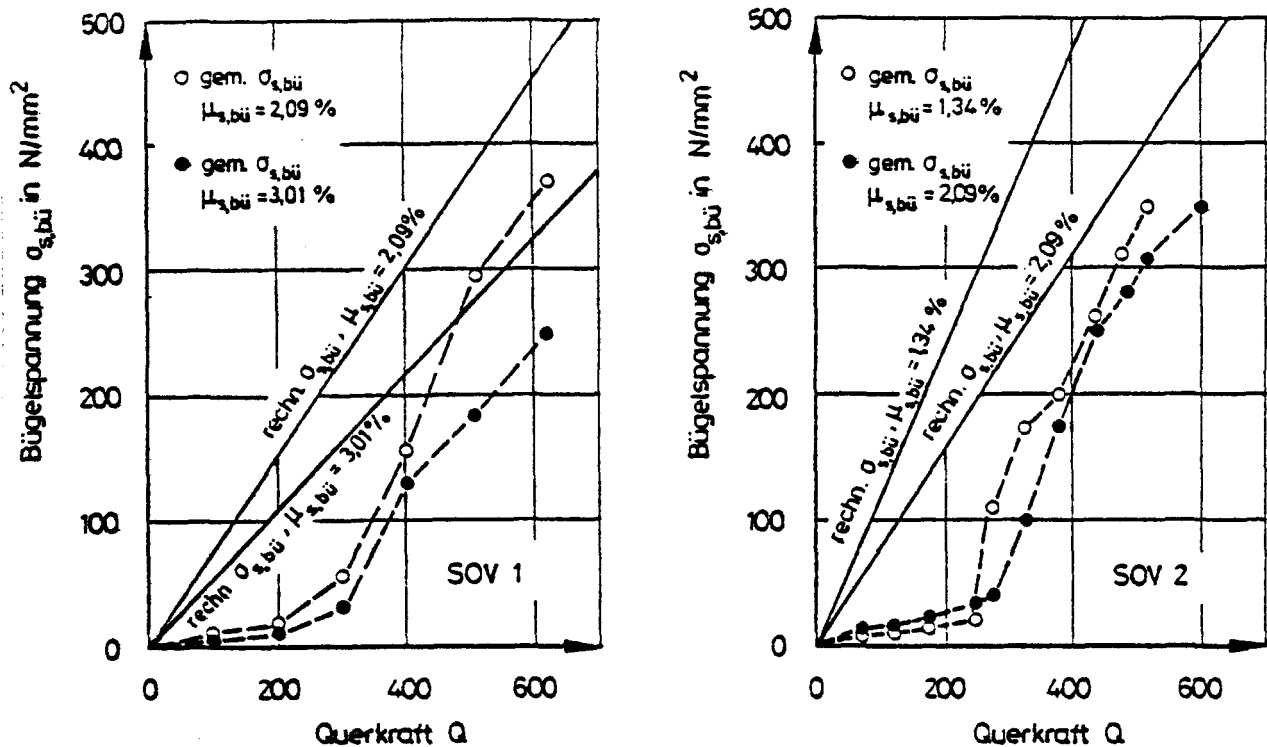


**Bild 5.10:** Spannungsverlauf der unteren Betonstahllängsbe-  
wehrung entlang der Balkenachse bei Balken SOV 1  
(Laststellung 1)

#### 5.4.3 Bügeldehnungen

Alle Balken waren mit Dehnmeßstreifen an den Bügeln verse-  
hen. An einzelnen ausgewählten Bügeln waren jeweils 3 Meß-  
stellen angeordnet (Anhang Bild A 3.1). Sämtliche Einzel-  
werte der Dehnungsmessung sind im Anhang laststufenweise  
wiedergegeben. In den Bildern A 5.4 bis A 5.6 wurden die  
Bügelspannungen entlang der Balkenachse für jeweils mehrere  
Laststufen aufgezeichnet.

Die Bügelbewehrung war innerhalb der Versuchsbalken ver-  
schieden stark ausgebildet. Der Bügelbewehrungsgrad bewegte  
sich im Bereich zwischen 1,34 % im schwächer verbügelten Be-  
reich und 2,09 % bzw. 3,01 % im stärker verbügelten Be-  
reich.



**Bild 5.11:** Vergleich der rechnerischen und gemessenen Bügelspannungen

In Bild 5.11 sind die gemessenen mittleren Bügelspannungen den rechnerischen Bügelspannungen unter Zugrundelegung eines 45° Fachwerkes gegenübergestellt. Für geringe Lasten vor Bildung der ersten Schubrisse lagen die gemessenen Bügelspannungen weit unterhalb der rechnerischen Werte. Nach Schubrißbildung stiegen die gemessenen Bügelspannungen steil an, erreichten jedoch auch im Bruchbereich nicht die theoretischen Werte. Dies läßt darauf schließen, daß auch im gerissenen Zustand einerseits Teile der Querkraft über den geneigten Druckgurt übertragen wurden und andererseits sich durch den Einfluß der Vorspannung eine flachere Druckstrebenneigung als 45° einstellte.

### 5.5 Betonverformungen

Das Messen der Betonverformungen in den Stegbereichen erfolgte über Meßrosetten (vergl. Anlage A 3.4) und weiteren Setzdehnungsmeßstellen, die nach Bildung eines ausgeprägten Schubrißbildes angeordnet wurden. Aus den Dehnungsmessungen unter  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  zur Stabachse wurden unter Zugrundelegung eines konstanten E-Moduls  $E_b$  Richtung und Größe der Hauptdehnung  $\epsilon_I$  und  $\epsilon_{II}$  ermittelt.

Die gemessenen Betonverformungen und zugehörigen berechneten Hauptdehnungen sind im Anhang laststufenweise zusammengestellt. Die gemessenen Hauptzugspannungen entsprechen in den unteren Laststufen etwa den Rechenwerten nach E-Theorie, bei höheren Lasten bleiben sie darunter, da sich hier die Schubbewehrung an der Lastabtragung beteiligt. Die gemessenen Hauptdruckdehnungen im gerissenen Zustand liegen durchweg über den rechnerischen Werten. Dies ist einerseits auf die aufgetretene Rißbildung zurückzuführen, wodurch die Hauptdruckrichtung höher beansprucht wird, und andererseits auf die Querkzugbeanspruchung der Druckstreben durch die Bügel.

Nach Ausbildung der Schubrisse wurden die Dehnungen der Druckstreben durch zusätzliche Meßstellen parallel zur Rißrichtung bzw. unter  $45^\circ$  zur Längsachse gemessen. Auch die Meßwerte der Rosetten im ungerissenen Bereichen wurden zur Beurteilung des Betonverformungsverhaltens herangezogen. Aus den Ergebnissen der unter  $45^\circ$  geneigten Meßstellen kann auch dann auf die Beanspruchung der Betondruckstreben geschlossen werden, wenn die benachbarten Risse nicht mehr unter  $45^\circ$  geneigt sind. Nach /8/ kann der Einfluß einer Richtungsabweichung abgeschätzt werden. Danach beträgt die Dehnungskomponente  $\epsilon_\phi$ , die unter dem Winkel  $\phi$  gegen die Hauptdehnung geneigt ist:

$$\varepsilon_{\varphi} = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_1 (1 - \mu) + (1 + \mu) \cos 2\varphi \quad (5.1)$$

Setzt man  $\varepsilon_{\varphi} = \varepsilon_{45^\circ}$  (Rosettendehnung unter  $45^\circ$ ) und  $\varepsilon_1 = \varepsilon_{II}$  (Hauptdehnung der Druckstrebe), so erhält man

$$\varepsilon_{II} = \frac{2}{(1 - \mu) + (1 + \mu) \cdot \cos 2\varphi} \cdot \varepsilon_{45^\circ} \quad (5.2)$$

Die Auswertung der Funktion ergibt, daß bis zu Winkelabweichungen von  $\varphi = 10^\circ$  die Dehnungsunterschiede unter 4 % bleiben. Dies bedeutet, daß hier die Dehnungen  $\varepsilon_{45^\circ}$  den Werten  $\varepsilon_{II}$  annähernd gleichgesetzt werden können.

Um aus den gemessenen Druckstrebenstauchungen die zugehörigen Strebenkräfte zu erhalten, muß beachtet werden, daß das in Kurzzeitversuchen an einachsig gedrückten Prismen gewonnene  $\sigma_b - \varepsilon_b$ -Diagramm hier nicht anwendbar ist. Nach erfolgter Schubrißbildung wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons in den schubbeanspruchten Bereichen durch die von den Bügeln bewirkte Querkzugbeanspruchung der Betondruckstreben beeinflusst /9 - 11/. Der Einfluß der Querkzugbeanspruchung auf das  $\sigma_b - \varepsilon_b$ -Diagramm wird hier näherungsweise nach Collins/Mitchell /7/ behandelt und im folgenden mit dem Abminderungsfaktor  $\alpha_Q$  erfaßt. Der Festigkeitsabfall der Druckstreben steigt mit zunehmender Bügelbeanspruchung und mit abnehmender Druckstrebenneigung. Nach Collins/Mitchell beträgt das Verhältnis der Druckstrebenfestigkeit zur Prismenfestigkeit  $\alpha_Q = \beta_D / \beta_p$  zwischen 0,6 und 0,80. Vereinfachend wird hier für alle Balken der Abminderungsfaktor  $\alpha_Q$  zu 0,70 angesetzt.

Die im Bruchlastbereich gemessenen mittleren Druckstrebenstauchungen betrugen  $2,3^\circ/00$  bei Balken SOV 1 und  $2,4^\circ/00$  bei Balken SOV 2. Die größten gemessenen Stauchungen betrugen  $3,6^\circ/00$  bei Balken SOV 1 und  $3,1^\circ/00$  bei Balken SOV 2.

Neben den Betonverformungen im Stegbereich wurden auch die Randstauchungen der Betondruckzone im Bereich der maximalen Biegemomente gemessen. Der Verlauf der gemessenen Stauchun-

gen entlang der Längsachse ist für ausgewählte Laststufen in den Anlagen A 5.7 und A 5.8 dargestellt. Im Fugenbereich traten, bedingt durch eine Einschnürung der Druckzone, die maximalen Stauchungen auf. Es kommt hier zur Bildung von plastischen Zonen. Die Randstauchung erreichte im Bruchstadium Werte von  $\epsilon_b = - 4 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ .

## 6 Analyse des Tragverhaltens

### 6.1 Biegetragverhalten

#### 6.1.1 Allgemeines

Die Bemessung von Bauteilen in Segmentbauart insbesondere die Ausbildung der Segmentfugen wird durch DIN 4227 Teil 3 /13/ geregelt. Aus Mangel an Versuchswerten und fehlender praktischer Erfahrung wird dort die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund noch ausgeschlossen. Im Sinne der vorliegenden Aufgabenstellung wird nachfolgend DIN 4227/3 in Kombination mit DIN 4227/6 Vorspannung ohne Verbund zur Beurteilung der Versuchsergebnisse herangezogen.

#### 6.1.2 Biegerißverhalten im Gebrauchszustand

Neben der Biegebruchtragfähigkeit ist auch bei Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund das Verhalten im Gebrauchszustand von Bedeutung. Aufgrund der Untersuchung an Segmentbauteilen mit nachträglichem Verbund war zu erwarten, daß bei Überschreiten des Dekompressionsmomentes Öffnungen der Segmentfugen auftreten, da diese einerseits Sollrißstellen bilden und andererseits weder von einer im Verbund liegenden Spannbewehrung noch von einer Betonstahlbewehrung gekreuzt werden. Um die einliegenden Spannglieder gegen Korrosionsschäden zu schützen, ist daher nach DIN 4227/3 für Vorspan-

nung mit nachträglichem Verbund ein Nachweis der Fugenspaltbreiten durchzuführen. Nur für selten auftretende Lastfallkombinationen ist ein Öffnen der Fugen zugelassen, während für alle übrigen Beanspruchungen die Fugen geschlossen bleiben müssen. DIN 4227/3 fordert deshalb für Bauteile im Freien unter Einwirkung der Hauptlasten an jedem Punkt des Querschnittes eine Mindestdruckspannung von  $\sigma_o = - 1,0 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $\sigma_o = - 0,5 \text{ N/mm}^2$  für Bauteile in geschlossenen Räumen ("übertolle Vorspannung"). Diese Forderung scheint auch deshalb sinnvoll, weil Untersuchungen ergeben haben, daß die tatsächliche Verkehrslastdauer ständig zunimmt und deshalb nicht ausgeschlossen werden kann, daß im Laufe der Zeit durch ansteigende, Bauwerksbeanspruchungen diese Druckspannungsreserven wiederholt ausgeschöpft werden.

Mit dem Nachweis der Beschränkung der Fugen-Rißbreite verfolgt DIN 4227 Teil 3 das Ziel, sicherzustellen, daß ein Öffnen der Fugen erst unter solchen Beanspruchungszuständen eintritt, die auch bei monolithisch erstellten Spannbetonbauteilen Rißbildungen erwarten lassen. Dies wird durch zwei verschiedene Nachweisverfahren geregelt.

Falls der Abstand der zugrandnächsten Spannglieder mehr als  $0,2 d_o$  ( $d_o$  = Segment-Querschnittshöhe) beträgt, sollen im Gebrauchszustand die Randdruckspannungen mindestens  $2,0 \text{ MN/m}^2$  bzw.  $1,5 \text{ MN/m}^2$  betragen. (Der niedrigere Wert gilt für Bauteile im Inneren nach DIN 1045, Tab. 10, Zeile 1). Ist diese Bedingung nicht erfüllt und liegen Spannglieder dem Zugrand näher als  $0,2 d_o$ , ist ein genauerer Nachweis zu führen. Hierbei werden die Verbundeigenschaften der Spannstähle zur Begrenzung der Fugen-Rißbreite herangezogen, um die Fugen-Rißbreite auf  $w = 0,15 \text{ mm}$  zu begrenzen. Der größte Durchmesser der Spannglieder in der Zugzone darf folgenden Grenzwert nicht überschreiten:

$$d_v \leq \frac{r}{\Delta \sigma_v^2} \cdot 10^4 \quad (6.1)$$



Es bedeuten:

r Verbundbeiwert nach Tabelle 2 DIN 4227 Teil 3

$\Delta\sigma$  Spannstahlspannungsdifferenz in  $\text{MN/m}^2$  im zugrannächsten Spannglied des untersuchten Fugenquerschnittes infolge der vorgeschriebenen Schnittgrößenkombination unter Annahme von Zustand II (Fuge geöffnet) und Zustand I (angrenzender Beton ungerissen)

Die für diesen Nachweis maßgebende Lastfallkombination ergibt sich aus Überlagerung der 1,0-fachen Schnittgrößen aus

- Vorspannung, Schwinden und Kriechen
- ständigen Lasten, Verkehrslasten, Wind und Schnee
- Wärmewirkung und Baugrundbewegung

und eines querschnittbezogenen Zusatzmomentes  $\Delta M$ .

Das Zusatzmoment beträgt je nach Standort des Bauwerks /13,16/

$$\Delta M = 2 \cdot \frac{E_b \cdot I}{10^4 \cdot d_0} \quad (\text{in geschlossenen Räumen}) \quad (6.2)$$

$$\Delta M = 2,5 \cdot \frac{E_b \cdot I}{10^4 \cdot d_0} \quad (\text{alle übrigen Bauteile})$$

Mit diesem Nachweis wird gesichert, daß auch unter selten auftretenden, ungünstigen Lastfallkombinationen eine maximale Fugenöffnung von  $W = 0,15 \text{ mm}$  nicht überschritten wird.

Für Segmentbauteile mit Vorspannung ohne Verbund kann das beschriebene Nachweisverfahren zur Begrenzung der Rißbreite nicht angewendet werden, weil eine Verbundwirkung zwischen Spannstahl und Beton unterstellt wird, die bei Vorspannung ohne Verbund nicht vorhanden ist. Lediglich die in DIN 4227 Teil 3 angegebene Möglichkeit, auf einen rechnerischen Nachweis der Begrenzung der Fugenspaltbreite bei einer auf 2,0 bzw. 1,5  $\text{N/mm}^2$  erhöhter Mindestranddruckspannung in der Fuge zu verzichten, könnte ausgenützt werden.

Versuchs- balken	$M_{\text{gebr.1}}$ [kNm]	$M_{\text{gebr.2}}$ [kNm]	$M_{\text{Dekompr.}}$ [kNm]	$M_{\text{Riss}}$ [kNm]	$M_{\text{gebr.2}+\Delta M}$ [kNm]	$M_{w=0,15}$ [kNm]	$M_{u/1,75}$ [kNm]
SOV 1	519,0	560,0	600,0	750,0	740,0	775,0	743,0
SOV 2	248,0	289,0	329,0	401,0	469,0	401,0	351,0

Tabelle 6.1: Gebrauchslastmomente

Nachfolgend sind in Tabelle 6.1 die Gebrauchsmomente für die o.a. Bedingungen ermittelt. Dabei wurde vorausgesetzt, daß im Gebrauchszustand keine Zunahme der Spannkkräfte erfolgte. In Tabelle 6.1 bedeuten:

$M_{\text{Gebr1}}$  = Gebrauchsmoment unter Zugrundelegung einer Randdruckspannung von 2,0 MN/m<sup>2</sup>

$M_{\text{Gebr2}}$  = Gebrauchsmoment unter Zugrundelegung einer Randdruckspannung von 1,0 MN/m<sup>2</sup>

$\Delta M$  = Querschnittsbezogenes Zusatzmoment nach Gleichung (6.2)

$M_{0,15}$  = Biegemoment bei dem die gemessene Rißbreite  $w = 0,15$  mm betrug

Aus Tabelle 6.1 ist ersichtlich, daß bei den Versuchsbalken nicht die Traglast, sondern die Forderung der Einhaltung einer Randdruckspannung von 1,0 (0,5) bzw. 2,0 (1,5) MN/mm<sup>2</sup> die Größe der zul. Gebrauchslast bestimmt. Die gemessenen Fugen-Rißbreiten unter der erhöhten Gebrauchslast ( $M_{\text{Gebr2}} + \Delta M$ ) sind zum Teil größer, als der mit dem Nachweis nach DIN 4227, Teil 3, angestrebten Wert von 0,15 mm. Die beiden Versuche lassen eine endgültige Beurteilung des Biegeriðverhaltens noch nicht zu. Aus den Untersuchungen er-

gibt sich jedoch, daß bei segmentären Balken mit Vorspannung ohne Verbund ein Nachweis der Begrenzung der Fugenspaltbreite auf ähnliche Weise wie z. Zt. in DIN 4227/3 geregelt möglich ist. Nach gegenwärtigem Erkenntnisstand wäre als Nachweis zu fordern, daß entweder im Gebrauchszustand die Randdruckspannungen mindestens  $2,0 (1,5) \text{ MN/m}^2$  betragen oder zwischen Gebrauchslast- und Dekompressionsmoment eine Momentendifferenz von  $0,8 \Delta M$  ( $\Delta M$  nach Gl. (6.2)) vorhanden ist.

Auch bei der Segmentbauart mit in Verbund liegenden Spanngliedern wird in der Mehrzahl der Anwendungsfälle die Forderung der Einhaltung einer Randdruckspannung von  $1,0 (0,5)$  bzw.  $2,0 (1,5) \text{ MN/m}^2$  die Größe des max. Gebrauchslastmomentes bestimmen. Hier ist im Vergleich zur Vorspannung ohne Verbund der Abstand zwischen Bruchlast und Gebrauchslast noch wesentlich größer, da der Spannstahl im Bruchzustand - im Gegensatz zur Vorspannung ohne Verbund - meist die Streckgrenze erreicht. Die Zahl der Spannglieder, die zur Erzielung einer Randdruckspannung von  $1,0 (0,5)$  bzw.  $2,0 (1,5) \text{ MN/m}^2$  notwendig sind, wird daher sowohl bei Vorspannung mit als auch ohne Verbund annähernd gleich groß sein. Günstig wirkt sich hier für die Vorspannung ohne Verbund aus, daß eine höhere Anfangsvorspannung als bei Vorspannung mit Verbund erlaubt ist. Der Nachteil, daß im Vergleich zur Vorspannung ohne Verbund für eine ausreichende Biegebruchtragfähigkeit mehr Spannbewehrung erforderlich ist, wird somit ausgeglichen. Hieraus ergibt sich, daß die Segmentbauweise für Vorspannung ohne Verbund durchaus wirtschaftliche Einsatzmöglichkeiten bietet.

### 6.1.3 Biegebruchverhalten

Nach DIN 4227 Teil 3 ist der Nachweis der rechnerischen Biegebruchtragfähigkeit nach DIN 4227 Teil 1, Abschn. 11 zu führen. Wegen der im Fugenbereich möglichen Festigkeitschwächung ist jedoch die Biegebruchsicherheit mit

$$\beta_R = 0,55 \beta_{WN} \quad (6.3)$$

nachzuweisen.

Im Gegensatz zur Vorspannung mit Verbund kann bei verbundlosen Spanngliedern die Bestimmung der Biegebruchtragfähigkeit nicht anhand einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmt werden, da sich das Spannglied gegenüber dem umgebenden Beton ungehindert verschieben kann. Die Vorspannkraft wird lediglich über Ankerkräfte und Umlenkpressungen in das Tragwerk eingeleitet. Die Spanngliedlänge entspricht der Summe der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse. Da eine genaue Berechnung der Betonverformungen einen hohen Rechenaufwand erfordert, sind neben strengen Lösungen eine Reihe von Näherungsverfahren zur Bestimmung der Spannkraftzunahme entwickelt worden.

Ein derartiges Näherungsverfahren ist auch in DIN 4227 Teil 6 beinhaltet. Hier wird bei Berechnung des Spannungszuwachses angenommen, daß bei Feldquerschnitten das untersuchte Feld bzw. bei Querschnitten über der Stütze die benachbarten Felder sich um  $f = 1/50$  durchbiegen. Hieraus ergibt sich ein Spannungszuwachs für Feldquerschnitte von

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta l}{L} E_v \quad \Delta L \quad (6.4)$$

und für Querschnitte im Stützmomentenbereich von

$$\Delta\sigma_v = (\Delta l_1 + \Delta l_2) \cdot \frac{E_v}{L} \quad (6.5)$$

Mit diesem Ansatz kann die Spannkraftzunahme von Platten und schlanken Balkentragwerken ohne großen Rechenansatz zutreffend ermittelt werden. Mit abnehmender Schlankheit wird der Spannungszuwachs jedoch deutlich überschätzt, so daß eine Anwendung für gedrungene balkenartige Bauteile nicht geeignet ist.

Ein vergleichbares Näherungsverfahren für balkenartige Tragwerke mit Vorspannung ohne Verbund wird in DIN 4227 Teil 6 nicht angegeben. Lediglich zur Untersuchung von Bauzuständen bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund - hier liegt ebenfalls Vorspannung ohne Verbund vor, solange die Spannglieder noch nicht verpreßt sind - ist eine stark vereinfachende Regelung in DIN 4227 Teil 1 getroffen. Abhängig vom statischen System wird ein konstanter Spannungszuwachs angenommen.

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= 110 \text{ N/mm}^2 && \text{Einfeldträger} \\ \Delta\sigma_v &= 50 \text{ N/mm}^2 && \text{Kragträger} \\ \Delta\sigma_v &= 0 \text{ N/mm}^2 && \text{Durchlaufträger}\end{aligned}\tag{6.6}$$

Trotz der starken Vereinfachung wird diese Näherung nachfolgend zur Bestimmung der rechnerischen Biegetragfähigkeit der Versuchskörper benutzt.

Außerdem wird hier ein in /18/ beschriebenes Näherungsverfahren zur Ermittlung der Spannkraftzunahme angewendet. Dieses Verfahren wurde aufgrund einer statistischen Auswertung von Versuchen zur Biegebruchtragfähigkeit an Platten und Balken mit Vorspannung ohne Verbund entwickelt. Danach ergibt sich die Spanngliedspannung im Versagenszustand zu:

$$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + \frac{E_v}{L} \cdot \sum \left( 1,33 + \frac{0,02 \beta_p}{\mu_v} \right) 10^{-3} \cdot k_a \cdot l_G\tag{6.7}$$

mit  $\frac{0,02 \beta_p}{\mu_v} \leq 4,67$

$$l_G = \left( 0,20 + 0,25 \frac{l_B}{l} \right) l_0$$

$$k_a = 0,9 + 0,1 \frac{b}{b_0} \quad ; \quad k_a \leq 1,20$$

Hierin bedeuten:

$l_G$	Die Länge des plastischen Gelenks
$k_Q$	Der Formfaktor des Querschnitts
$\beta_P$	Prismendruckfestigkeit des Betons in $\text{N/mm}^2$
$\mu_v$	Spannbewehrungsgrad in Prozent
$l$	Stützweite
$L$	Spanngliedlänge zwischen den Verankerungen
$l_B$	Abstand der Lasten einschließlich einer Lastausbreitung unter $45^\circ$ .
$l_0$	Abstand der Momentennullpunkte

In Tabelle 6.2 sind die rechnerischen Biegebruchmomente nach Gleichung 6.6 bzw. 6.7 den experimentellen Biegebruchmomenten gegenübergestellt. Als experimentelles Biegebruchmoment wurde für Balken SOV1 das Maximalmoment der Laststellung 1, für den Balken SOV2 das größte Biegemoment der zweiten Laststellung eingesetzt, obwohl in dieser Laststellung ein Schubversagen verzeichnet wurde. Aus Tabelle 6.2 wird deutlich, daß beide Näherungsverfahren den Spannungszuwachs und damit das Biegebruchmoment unterschätzen. Dies ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß durch die Segmentfugen Sollrißstellen vorgegeben sind. Während bei monolithischen Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund im Bereich der maximalen Momente in der Regel nur ein einzelner Biegeriß auftritt, konnte sich bei den Versuchsbalken eine größere Anzahl von Biegerissen und damit auch plastische Gelenke ausbilden. Außerdem tragen die extrem kurzen Spanngliedlängen und die geringe Schlankheit der Versuchsbalken zu einer erhöhten Spannkraftzunahme bei.

Der Vergleich der Näherungen untereinander zeigt, daß das Verfahren nach /18/ sowohl bei dem Einfeld- als auch bei dem Durchlaufträger die Spannkraftzunahme wirklichkeitsnäher als DIN 4227 Teil 1 voraussagt. Besonders die Annahme in DIN 4227 Teil 1, daß bei Durchlaufträgern kein Spannungszuwachs ( $\Delta\sigma = 0 \text{ N/mm}^2$ ) auftritt, konnte experimentell nicht belegt werden.

Versuchs- balken	$M_{u,exp.}$ [kNm]	$\Delta\sigma_{v,exp.}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	DIN 4227/1		Gl. 6.7	
			$M_{u,rechn.}$ [kNm]	$\Delta\sigma_{v,rechn.}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$M_{u,rechn.}$ [kNm]	$\Delta\sigma_{v,rechn.}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
SOV 1/1	1300	254	936,5	110,0	950,6	120,0
SOV 2/1	811	164	471,2	0,0	637,8	110,0

Tabelle 6.2: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Biegebruchmomente und Spannkraftzunahmen der Versuchsbalken

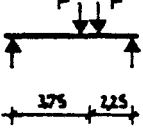
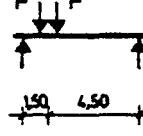
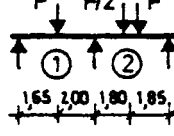
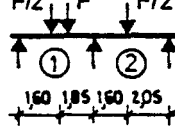
Das Biegebruchmoment der Versuchsbalken ist zwar niedriger als bei vergleichbaren Balken mit in Verbund liegender Spannbewehrung, doch zeigen die Ausführungen von Abschnitt 6.1.2, daß die Menge der einzulegenden Spannbewehrung nicht durch den Bruchsicherheits-, sondern durch den Gebrauchsfähigkeitsnachweis bestimmt wird.

## 6.2 Schubtragverhalten

### 6.2.1 Vergleich mit geltenden Bemessungsvorschriften

In Tabelle 6.3 sind die experimentell ermittelten Schubbruchlasten, die in den Laststellungen 2 und 3 erzielt wurden, zusammengestellt. Prinzipiell können unter einer Schubbeanspruchung zwei verschiedene Versagensarten auftreten, nämlich:

- Versagen der Bügelbewehrung
- Betondruckbruch im Steg

	SOV 1		SOV 2	
	<p>LST 2</p>  <p>Rechte Seite Bügel <math>\phi 12</math> <math>a_{b\ddot{u}} = 7^5</math></p>	<p>LST 3</p>  <p>Linke Seite Bügel <math>\phi 10</math> <math>a_{b\ddot{u}} = 7^5</math></p>	<p>LST 2</p>  <p>Feld ② Bügel <math>\phi 8</math> <math>a_{b\ddot{u}} = 7^5</math></p>	<p>LST 3</p>  <p>Feld ① Bügel <math>\phi 10</math> <math>a_{b\ddot{u}} = 7^5</math></p>
max. Querkraft $Q_U$ bei Erreichen der Bruchlast in kN	625 <sup>1</sup>	788 <sup>2</sup>	667 <sup>2</sup>	661 <sup>2</sup>
Zugeh. mittlere gemessene Druckstrebenstauchung	2,3 ‰	2,4 ‰	2,60 ‰	2,2 ‰
Zugeh. mittlere gemessene Bügeldehnung	1,2 ‰	2,3 ‰	2,8 ‰	1,7 ‰
Mittlere Neigung der Schubrisse	30° - 40°	30° - 40°	30° - 40°	30° - 40°
Rechn. Schubtraglast in kN				
DIN 4227, Teil 1	506 <sup>2</sup>	508 <sup>2</sup>	462 <sup>3</sup>	494 <sup>2</sup>
CEB (Standard - Methode)	665 <sup>2</sup>	665 <sup>2</sup>	521 <sup>3</sup>	631 <sup>2</sup>
CEB (Verfeinerte Methode)	662 <sup>2</sup>	662 <sup>2</sup>	586 <sup>2</sup>	631 <sup>2</sup>
Bogenzugband - Modell (Wölfel/Jungwirth)	322	322	350	336

- 1 Biegebruch
- 2 Druckstrebenbruch
- 3 Bügelversagen

Tabelle 6.3: Experimentelle und rechnerische Bruchlasten der Versuchsbalken

Den Bruchlasten im Versuch sind in Tabelle 6.3 die rechnerischen ermittelten Traglasten gegenübergestellt, die sich nach DIN 4227 (Teil 1 /12/, Teil 3 /13/ und Teil 6 /14/), der CEB/FIP-Mustervorschrift /15/, sowie nach dem Bogen-Zugbandmodell von Jungwirth/Wölfel /4,5/ ergeben.



#### 6.2.1.1 DIN 4227 (Teil 1, Teil 3 und Teil 6)

Für die Ausführung von Bauteilen in Segmentbauart gilt DIN 4227 Teil 3, welche die Bemessung und bauliche Ausbildung der Segmentfugen und die unmittelbar daran angrenzenden Bereiche regelt. Obwohl auf Grund mangelnder Versuchserfahrung bisher die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund in der Segmentbauweise nicht vorgesehen ist, wird nachfolgend zur Beurteilung der Versuchsergebnisse DIN 4227 Teil 3 in Verbindung mit Teil 6 herangezogen. Nach DIN 4227 Teil 6 kann der Nachweis der Schubtragfähigkeit mit zwei grundsätzlich verschiedenen Bemessungsmodellen, nämlich dem Fachwerk- und dem Bogen-Zugbandmodell, geführt werden.

Bei Anwendung des Fachwerkmodells erfolgt der Schubnachweis im rechnerischen Bruchzustand entsprechend DIN 4227 Teil 1. Hiernach sind längs des Tragwerks zwei das Schubtragverhalten kennzeichnende Zonen zu unterscheiden:

Zone a : Biegerisse werden nicht erwartet

Zone b : Schubrisse entstehen aus Biegerissen

Da bei den Versuchsbalken sowohl die Zone a als auch b auftrat, werden nachfolgend die Gleichungen zur Ermittlung der Schubtraglast für beide Bereiche angegeben. Allgemein ist bei der Ermittlung der Schubtragfähigkeit nach DIN 4227 Teil 1 zwischen zwei Versagensarten zu unterscheiden:

Bruchart 1: Versagen des Betons im Steg

Bruchart 2: Versagen der Bügelbewehrung

#### Zu Bruchart 1

Zur Verhinderung eines Betondruckstrebenbruchs wird in Zone a die Hauptdruckspannung  $\sigma_2^{II}$  und in Zone b der Rechenwert der Schubspannungen  $\tau_R$  begrenzt.

Die schiefen Hauptdruckspannungen  $\sigma_2^{II}$  sind nach der Fachwerkanalogie zu ermitteln, wobei angenommen wird, daß der Beton gerissen ist und keine Hauptzugspannungen mehr übertragen kann. Die Neigung der Druckstreben ist nach Gl. (6.8) anzunehmen:

$$\tan \vartheta = \tan \vartheta_1 \left( 1 - \frac{\Delta \tau}{\tau_u} \right) \quad (6.8)$$

$$\tan \vartheta \geq 0,4$$

Hierin bedeuten:

$\tan \theta_1$  Neigung der Hauptdruckspannungen gegen die Querschnittsnormale nach Zustand I in der Schwerlinie des Trägers

$\tau_u$  der Größtwert der Schubspannung im rechnerischen Bruchzustand nach Zustand I ermittelt

$\Delta \tau$  60 % der Werte nach Tabelle 9 Zeile 50 DIN 4227 Teil 1

Die schiefen Hauptdruckspannungen dürfen die Werte zul  $\sigma_2^{II}$  der Tabelle 9 Zeile 62 bzw. 63 in DIN 4227/1 nicht überschreiten. Danach ergibt sich für die Zone a folgende Schubtraglast

$$Q_{u1} = b_0 \cdot z \sin^2 \vartheta (\cot \vartheta + \cot \beta) \cdot \text{zul } \sigma_2^{II} \quad (6.9)$$

Hierbei wird mit  $\beta$  der Neigungswinkel der Schubbewehrung und mit  $z$  der Hebelarm der inneren Kräfte bezeichnet.

In Zone b darf die maßgebende Schubspannung infolge Querkraft nach Zustand II die in Tabelle 9, Zeile 56-61 (DIN 4227/1) angegebenen Grenzwerte zul  $\tau_R$  nicht überschreiten. Die Schubtraglast der Zone b beträgt demnach

$$Q_{u1} = z_{ul} \tau_R \cdot b_0 \cdot z \quad (6.10)$$

### Zu Bruchart 2

Die erforderliche Bügelbewehrung ist für die in den Zugstreben eines gedachten Fachwerkes wirkenden Kräfte zu bemessen (Fachwerkanalogie). Dabei ist in Zone a die Neigung der Druckstreben nach Gl. (6.8) und in Zone b nach Gl. (6.11) zugrunde zu legen:

$$\tan \vartheta = 1 - \frac{\Delta \tau}{\tau_R} \quad (6.11)$$

$$\tan \vartheta \geq 0,4$$

Die Schubtragkraft ergibt sich aus der vorhandenen Schubbewehrung pro Längeneinheit  $a_{s,bü}$  zu:

$$Q_{u2} = a_{s,bü} \cdot \sigma_{s,u} \cdot \sin \beta \cdot z (\cot \vartheta + \cot \beta) \quad (6.12)$$

Für den Sonderfall der ausschließlichen Verwendung von lot-rechter Schubbewehrung vereinfacht sich Gl. (6.12) zu

$$Q_{u2} = a_{s,bü} \cdot \sigma_{s,u} \cdot z \cdot \cot \vartheta \quad (6.13)$$

Nach DIN 4227 Teil 6 kann die Schubtragfähigkeit auch auf Grundlage eines Bogen-Zugbandmodells (anstelle eines Fachwerkmodells) ermittelt werden. Bei diesem Tragmodell ist die Hauptdruckspannung des Druckbogens bzw. Druckgurtes maßgebend. Eine Schubbewehrung ist statisch nicht erforderlich, sie ist nur insofern von Bedeutung, als durch die Umschnürung des Druckbogens eine höhere Tragfähigkeit erzielt wird. Die Hauptdruckspannung des Druckbogens ist nach DIN 4227 Teil 6 auf  $0,6 \beta_{WN}$  zu begrenzen. Danach beträgt die Schubtragkraft

$$Q_{u1} = 0,6 \beta_{WN} \cdot \sin \vartheta \cdot b_0 \cdot h_0 \quad (6.14)$$

Zur Ermittlung der Schubtragkraft der Versuchsbalken wurde eine mittlere Neigung  $\theta$  von  $\sim 24^\circ$ , eine Dicke  $b_D$  von 10 cm (Stegdickte) und eine mittlere Höhe  $h_D$  von 30 cm des Druckbogens zugrundegelegt. Die Form des Druckbogens wurde als quadratische Parabel angenähert. Der angesetzte Winkel  $\theta$  von  $24^\circ$  entspricht der Neigung des Druckbogens in der Schwerlinie.

#### 6.2.1.2 CEB/FIP-Mustervorschrift

In der CEB/FIP-Mustervorschrift wird die Vorspannung ohne Verbund nicht allgemein behandelt. Lediglich beim Nachweis der Schubtragfähigkeit von Bauteilen ohne Schubbewehrung dürfen nach Regan /17/ auch solche mit Vorspannung ohne Verbund einbezogen werden. Weiterhin wird in Abschn. 4.5.1 der Norm darauf hingewiesen, daß alle Auswirkungen der Vorspannung ohne Verbund als Teil der aufzunehmenden äußeren Schnittgrößen in Rechnung gestellt werden müssen.

Da der Nachweis der Schubtragfähigkeit von Bauteilen mit Schubbewehrung in der CEB/FIP-Mustervorschrift ähnlich wie in DIN 4227 Teil 1 auf Grundlage der Fachwerkanalogie geführt wird, werden nachfolgend die Traglasten auch nach dieser für die europäischen Länder richtungsweisenden Vorschrift ermittelt. Nach der CEB/FIP-Mustervorschrift können zwei Verfahren zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit, nämlich die sog. "Standardmethode" und die "verfeinerte Methode" angewendet werden. Nachfolgend wird nach der Standardmethode gerechnet, da die verfeinerte Methode in der Regel nur bei gleichzeitiger Beanspruchung aus Querkraft und Torsion angewendet wird.

#### Zu Bruchart 1

Die Schubtragkraft der Betondruckstreben ergibt sich nach der CEB/FIP-Mustervorschrift zu

$$Q_{u1} = 0,30 \beta_{PN} \cdot b_0 h \cdot \sin \vartheta \quad (6.15)$$

#### Zu Bruchart 2

Die Schubtraglast  $Q_u$  ergibt sich aus der Tragfähigkeit der Schubbewehrung  $Q_s$  und einem sog. Betonabzugswert  $Q_{cd}$  zu

$$Q_{u2} = \alpha_{s,bü} \cdot 0,9 h \cdot \sigma_{s,u} (\cot \vartheta + \cot \beta) \sin \beta + Q_{cd} \quad (6.16)$$

Der Betonabzugswert beträgt

$$Q_{cd} = 2,5 \cdot \tau_{RD} \cdot b_0 h \cdot \beta_1$$

mit  $\tau_{RD} \equiv 0,05 \beta_p^{2/3}$  ;  $\beta_1 = 1 + M_0/M_u$  (6.17)

#### 6.2.1.3 Vergleich mit den Bemessungsverfahren von Jungwirth /4/ und Wölfel /5/

Bei dem Modell von Jungwirth und Wölfel wird angenommen, daß die Querkraft bei einem Balken mit Vorspannung ohne Verbund sowohl durch eine Bogen-Zugband- als auch durch eine Fachwerktragwirkung aufgenommen wird. Die dem Fachwerk zuzuweisende anteilige Querkraft wird aus dem Verhältnis der Momenten Tragfähigkeit der Betonstahllängsbewehrung zu derjenigen der Spannglieder errechnet. Die Bügel sind ausschließlich für den Fachwerkanteil zu berechnen; das Bogen- Zugbandmodell verlangt zur Erfüllung des Kräftegleichgewichts keine Bügelbewehrung. Zur Verhinderung eines Betondruckbruchs sind die Hauptdruckspannungen, - die geometrische Summe aus Fachwerkstreben- und Druckbogenspannung -, zu begrenzen. Die Bügel für den Fachwerkanteil  $Q_{Fach}$  sind nach DIN 4227 Teil 1 zu bemessen, während die Hauptdruckspannungen nach DIN 4227 Teil 6 zu begrenzen sind.

Da bei den Versuchsbalken keine durchgehende Betonstahllängsbewehrung vorhanden ist, erfolgt nach dem Verfahren von Jungwirth/Wölfel die Querkraftaufnahme ausschließlich über das Bogenzugband-Modell. Der Vergleich der rechnerischen Traglasten nach Jungwirth/Wölfel mit den experimentellen Schubbruchlasten in Tabelle 6.3 zeigt, daß durch dieses Modell die Traglast stark unterschätzt wird: die theoretische Traglast beträgt weniger als 50 % der experimentellen Bruchlasten.

Bei den hier untersuchten Balken bildeten sich bei den Laststellungen 2 und 3, die zur Untersuchung der Schubtragfähigkeit dienten, wegen des fehlenden Verbundes jeweils nur einzelne Biegerisse in den Segmentfugen im Bereich des maximalen Feldmomentes. Diese Risse führten jedoch nicht sofort zur Bildung eines Druckbogens mit Zugband, vielmehr wirkte der gesamte Steg, vom Bereich des maximalen Feldmomentes bis zum Auflager, als Schubfeld. Dies führte zu einer Beanspruchung der Bügel ähnlich wie beim Fachwerkmodell, so daß die Betondruckspannungen geringer waren, als nach dem Bogen-Zugbandmodell zu erwarten war.

#### 6.2.1.4 Bewertung des Schubtragverhaltens der Versuchsbalken

Anhand der in den vorangegangenen Abschnitten diskutierten Versuchsergebnisse soll anschließend eine kurze Analyse des Schubtragverhaltens bei Anwendung der Vorspannung ohne Verbund in der Segmentbauweise erfolgen, soweit dies anhand von nur 2 Balkenversuchen möglich ist. Zur Beurteilung des Einflusses von verbundlosen Spanngliedern auf das Schubtragverhalten werden vergleichsweise Ergebnisse von Versuchen an monolithischen Balken mit Vorspannung ohne Verbund herangezogen /6/. Da die Fugen der hier untersuchten Segment-Balken eine Feinprofilierung besaßen, kann der Einfluß der Segmentfugen auf das Schubtragverhalten vernachlässigt werden. Ausgangspunkt der Untersuchung ist die Frage,

durch welches Bemessungsmodell - Fachwerk- oder Bogenzugbandmodell bzw. Kombination von beiden - das tatsächliche Schubtragverhalten wirklichkeitsnah erfaßt werden kann.

Bei Anwendung eines reinen Bogen-Zugbandmodells ergibt sich die Bruchlast allein aus der Tragfähigkeit von Druckbogen und Zugband. Die Bügelbewehrung ist nur konstruktiv erforderlich und verbindet den Druckbogen mit dem Zuggurt, ohne sich an der Querkraftaufnahme - theoretisch - zu beteiligen. Ein derartiges Tragverhalten konnte durch die gemessenen Bügeldehnungen und Betonstauchungen nicht bestätigt werden. Außerdem wird mit einem reinen Bogen-Zugbandmodell die Schubtraglast stark unterschätzt: Die rechnerischen Schubtraglasten betragen nur etwa 50 % der im Versuch erreichten maximalen Querkräfte.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Lastabtragung durch ein Fachwerkmodell besser erklärt werden kann. Entgegen der Modellvorstellung von Jungwirth/Wölfel bildet sich trotz fehlender Betonstahllängsbewehrung kein reiner Druckbogen aus, vielmehr wird ein Teil der Querkräfte über ein den Stegabmessungen entsprechendes Druckfeld zum Auflager geleitet. Dieses Druckfeld ist in Verbindung mit der in ihr enthaltenen Bügelbewehrung in der Lage, ähnlich einem Fachwerk bedeutende Teile der Querkraft zu übertragen. Dabei wird die Größe des Druckfeldes und seine Beanspruchung einschließlich der in ihm enthaltenen Bügel auch durch die Balkenquerschnittsform beeinflusst.

Wie sich die Tragfähigkeit dieses Druckfeldes unter Schwellbeanspruchung und damit verbundener vermehrter Rißbildung ändert und welchen Einfluß eine gekrümmte Spanngliedführung besitzt, wäre durch weitere Untersuchungen genauer zu klären. Die bei der Untersuchung an monolithischen Balken mit Vorspannung ohne Verbund gewonnenen Erkenntnisse /6/ konnten durch die hier beschriebenen Versuche an Segmentbalken in der Tendenz bestätigt werden. Bei Bauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund wird ähnlich wie bei Vorspannung mit Ver-

bund durch eine Erhöhung der Bügelbewehrung die Schubtragfähigkeit deutlich gesteigert. Bei hohen Schubbewehrungsgraden ist jedoch, sobald die Tragfähigkeit der Druckstreben maßgebend wird, eine Traglastminderung von  $\sim 10\%$  gegenüber Vorspannung mit Verbund festzustellen.

Um für Vorspannung mit und ohne Verbund gleiches Sicherheitsniveau zu garantieren, erscheint es daher notwendig, für Balken mit Vorspannung ohne Verbund die obere Schubspannungsgrenze bzw. die Druckstrebentragfähigkeit gegenüber DIN 4227 Teil 1 -dort anhand eines Fachwerkmodells ermittelt- zu reduzieren.

## 7 Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens sollte das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund unter Biege- und Schubbeanspruchung sowohl im Gebrauchslast- als auch im Versagenszustand untersucht werden. Hierzu wurden insgesamt 2 Versuchsbalken mit I-Querschnitt, ein Einfeld- und ein Zweifeldträger, untersucht. Die Versuchskörper waren konstruktiv derart ausgebildet, daß sie in drei unterschiedlichen Laststellungen geprüft werden konnten. Dabei diene jeweils die erste Laststellung zur Untersuchung des Verhaltens unter Biegebeanspruchung im Gebrauchs- und im Versagenszustand, während mit den restlichen Laststellungen das Schubtragverhalten geklärt werden sollte.

Während der Versuche wurden bei jeder Laststufe die Durchbiegungen der Balken, die Bügel- und Spannstahldehnungen, die Betonverformungen im Stegbereich sowie die Rißbreiten gemessen. Die Auswertung der Versuchsergebnisse sowie der Vergleich der im Versuch ermittelten Bruchlasten mit den geltenden Bemessungsvorschriften lassen folgende Schlußfolgerungen zu:



## I. Schubtragverhalten

- Die rechnerischen Hauptzugspannungen beim Auftreten der ersten Schubrisse waren im Mittel 15 % größer als die nach DIN 4227 Teil 1 für beschränkte Vorspannung im Gebrauchszustand zulässigen Hauptzugspannungen.

- Die Schubtragfähigkeit von Segmentbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund kann ähnlich wie bei Vorspannung mit Verbund mit Hilfe der Fachwerkanalogie beurteilt werden. Allerdings ist bei hohen Schubspannungsgraden - nahe der oberen Schubspannungsgrenze - gegenüber der Vorspannung mit Verbund eine rund 10 % geringe Schubtragfähigkeit festzustellen.

- Anhand der beiden durchgeführten Versuche zum Schubtragverhalten von Segmentbauteilen bei Vorspannung ohne Verbund konnten nur erste, grundsätzliche Fragen geklärt werden. Für eine umfassende Beurteilung des Schubtragverhaltens und zur Aufstellung von detaillierten Bemessungsvorschlägen sind weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich, um folgende Einflußparameter zu überprüfen: Spanngliedlage und Spanngliedführung, statisches System und Querschnittsausbildung, Schwellbeanspruchung im Gebrauchszustand.

## II. Biegetragverhalten

- Die Biegerisse konzentrierten sich ausschließlich auf die Segmentfugen. Durch das Fehlen einer rißbegrenzenden, in Verbund liegenden Längsbewehrung in der Fuge stieg die Fugenspaltbreite am Zugrand bzw. in Höhe der Spannglieder bei Belastung oberhalb des Dekompressionsmomentes sehr rasch an. Das Öffnen der Fugenspalte war mit einer Verlagerung der Spannungsnulldlinie in den Druckflansch verbunden, wodurch es infolge der stark ausmittigen Einleitung der Biegedruckkraft zur Bildung von horizontalen Rißvergabelungen kam. Aufgrund

des festgestellten Rißverhaltens wird vorgeschlagen, zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit entweder eine Mindeststranddruckspannung von 2,0 (1,5) MN/m<sup>2</sup> im Gebrauchszustand oder eine Momentendifferenz von 0,8 ΔM zwischen Gebrauchslast und Dekompressionsmoment zu verlangen.

- Das Biegebruchmoment der Versuchsbalken ist i.a. etwas niedriger als dasjenige vergleichbarer Balken mit in Verbund liegender Spannbewehrung, da sich die Spannkraftzunahme aus der Summe der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse ergibt. Bedingt durch die Segmentfugen, die Sollrißstellen für die Biegerisse bilden, ist die Spannkraftzunahme der Segmentbalken größer als diejenige vergleichbarer monolithischer Versuchsbalken mit Vorspannung ohne Verbund. Die Untersuchungen zeigen, daß bei Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund die Größe der einzulegenden Spannbewehrung nicht vom Bruchsicherheits -, sondern vom Gebrauchsfähigkeitsnachweis bestimmt werden.

## 8 Literaturverzeichnis

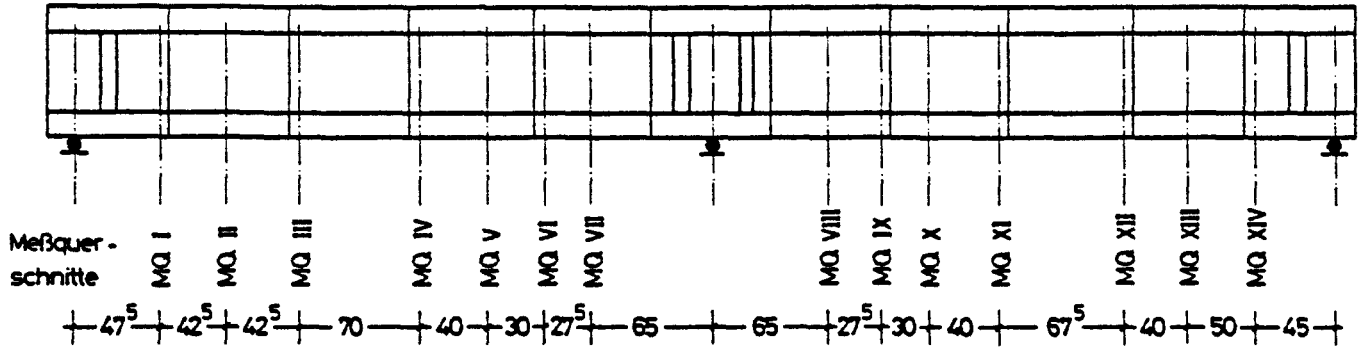
- / 1/ Muller, J.: Construction of Long Key Bridge. PCI-Journal, November-Dezember 1980, S. 97 - 110
  
- / 2/ Poldony, W.; Mireles, A. A.: Kuwait's Bubiyan Bridge - a 3 D Precast Segmental Space Frame. PCI-Journal, Januar-Februar 1983, S. 68 - 107
  
- / 3/ Teutsch, M.; Weber, V.: Zum Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart - Grundlagen der Schubbemessung nach DIN 4227 Teil 3 - Betonwerk- und Fertigteiltechnik, Heft 6, 1984

- / 4/ Jungwirth, D.: Überlegungen zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund. Arbeitspapier des U. A. DIN 4227 Teil 6
- / 5/ Wölfel, E.: Vorspannung ohne Verbund - Besonderheiten der Bemessung, Beton- und Stahlbetonbau 9/81
- / 6/ Kordina, K.; Hegger, J.; Teutsch, M.: Anwendung der Vorspannung ohne Verbund. Heft 355 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, 1984
- / 7/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 4. Springer Verlag, Berlin, 1976
- / 8/ Rötscher, F.; Jaschke, R.: Auswertung von Druckmessungen. Springer Verlag 1939
- / 9/ Vecchio, F.; Collins, M. P.: Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear. IVHB-Kolloquium, S. 233 - 247, Delft, Juni 1981
- /10/ Leonhardt, F. L.; Koch, F.; Rostásy, F. S.: Schubversuche an Spannbetonträgern. Heft 227 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 1973
- /11/ Collins, M. P.; Mitchell, D.: Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams. PCI-Journal, V25, Nr. 5, September-Oktober 1980, S. 32 - 100.
- /12/ DIN 4227 Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton, beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Dezember 1979
- /13/ DIN 4227 Teil 3: Spannbeton; Bauteile in Segmentbauart; Bemessung und Ausführung der Fugen. Ausgabe Dezember 1983

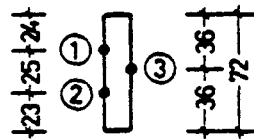
- /14/ DIN 4227 Teil 6: Spannbeton; Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund. . Ausgabe Mai 1982
  
- /15/ CEB/FIP-Mustervorschrift. Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Ausgabe 1978
  
- /16/ Kordina, K.; Weber, V.: Begrenzung der Fugenspaltbreiten nach DIN 4227 Teil 3E bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauteilen. Beitrag des Deutschen Betonvereins - Deutsche Gruppe der FIP zum IX FIP Kongreß in Stockholm 1982, S. 50 - 54
  
- /17/ Regan, P.: CEB Commission V-Report of Working Group on Shear in Slabs and Beams with Unbended Tendons. CEB Commission V, Neapel, Oktober 1975
  
- /18/ Kordina, K.; Hegger, J.: Ermittlung der Biegetragfähigkeit bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig. Forschungsbericht in Vorbereitung.

## 9. Anlagen

## SOV 2

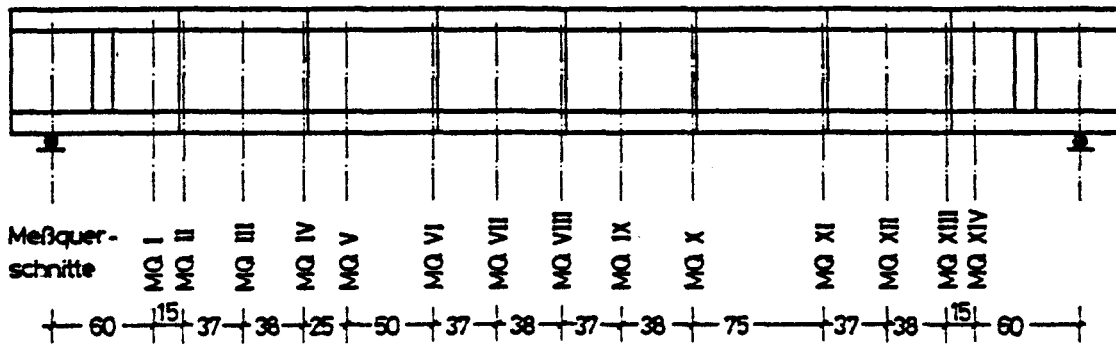


Bügelmeßstellen

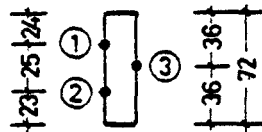


in den Meßquerschnitten 1 - XIV  
auf dem Bügel 3 DMS

## SOV 1



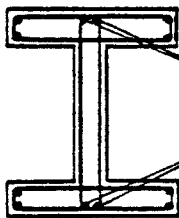
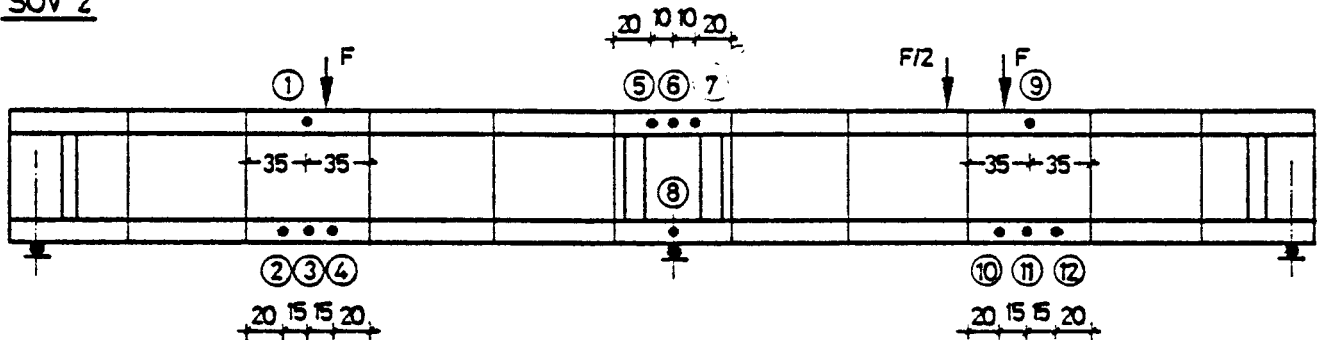
Bügelmeßstellen



in den Meßquerschnitten I, II, III, IV, V,  
VII, XI, XII, XIII, XIV auf jedem Bügel  
3 DMS

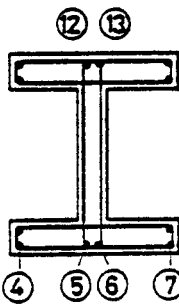
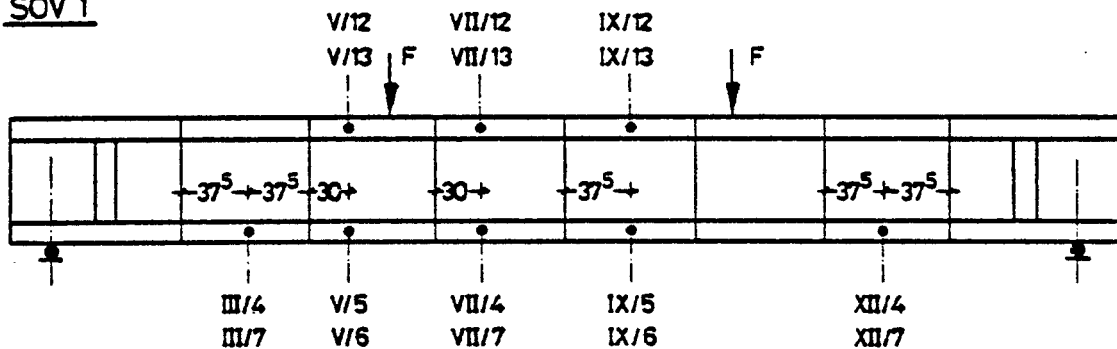
## Anlage A3.1: Bügelmeßstellen

## SOV 2



Meßstellen ①, ⑤, ⑥, ⑦, ⑨ DMS auf Betonstahl  
Meßstellen ②, ③, ④, ⑧, ⑩, ⑪, ⑫ DMS auf Betonstahl

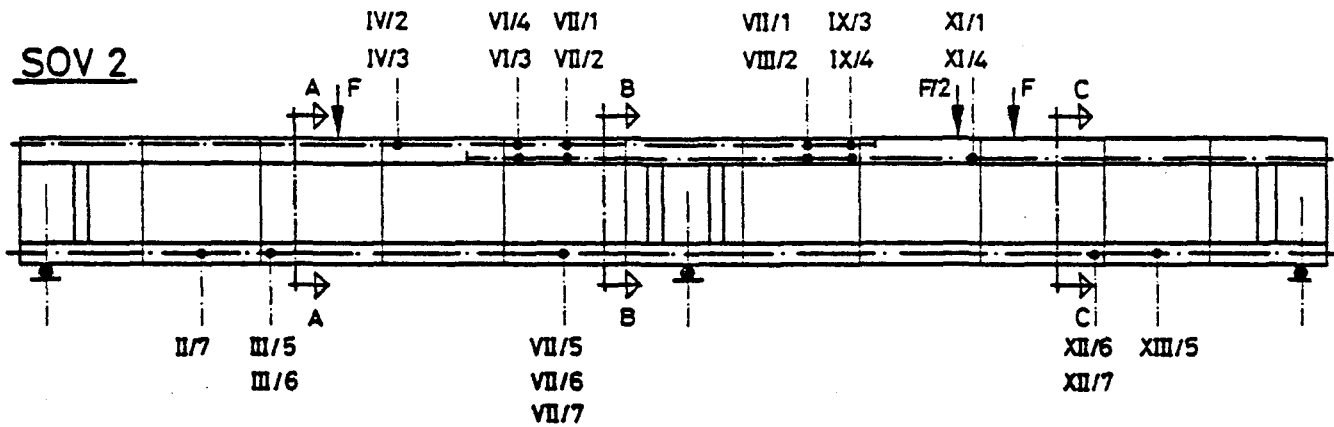
## SOV 1



auf den Betonstäben ④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑫ und ⑬  
sind in den Meßquerschnitten III, V, VII, IX, XII  
DMS angeordnet

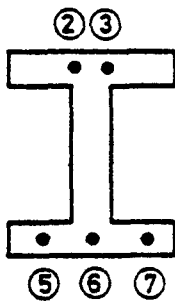
## Anlage A3.2: Dehnmeßstellen auf der Betonlängsbewehrung

## SOV 2

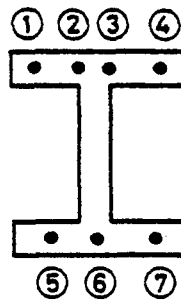


DMS auf den Spanngliedern ① + ⑦ in den Meßquerschnitten II, III, IV, VI, VII, VIII, IX, XI und XII

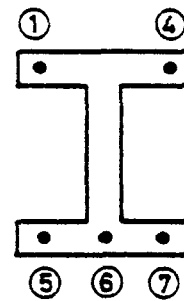
Schnitt A-A



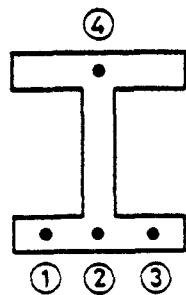
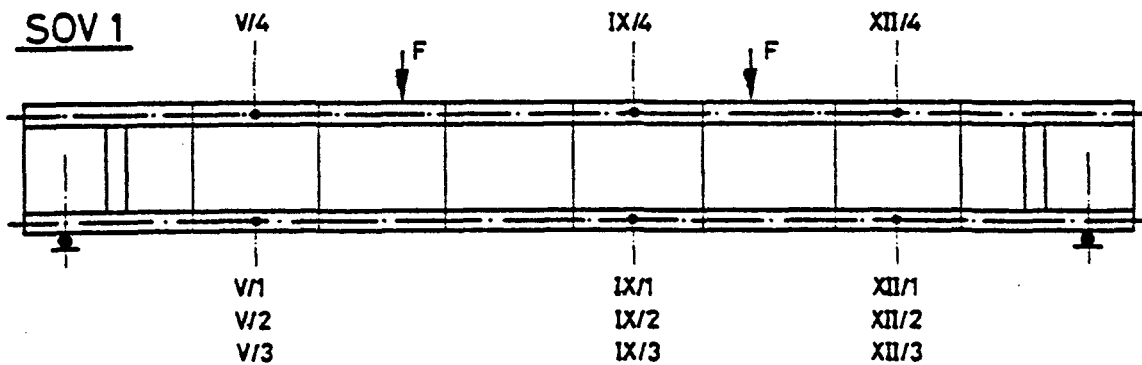
Schnitt B-B



Schnitt C-C



## SOV 1



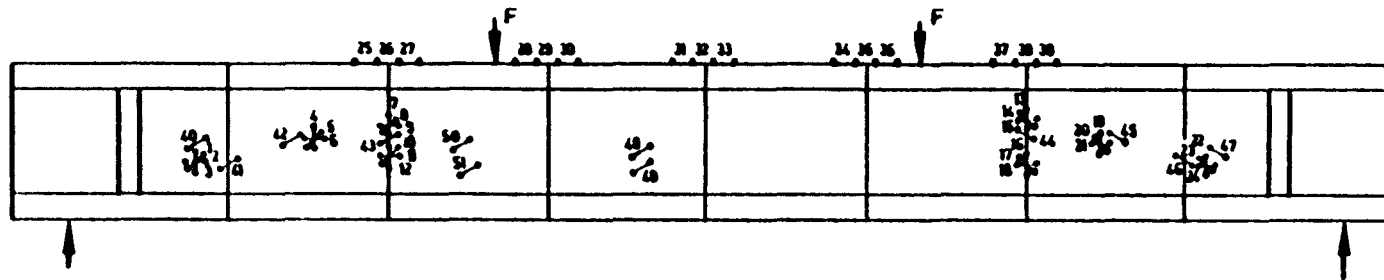
DMS auf den Spannstäben ①, ②, ③ und ④  
Meßquerschnitten V, IX, XII

## Anlage A3.3: Dehnmeßstellen auf den Spannstäben

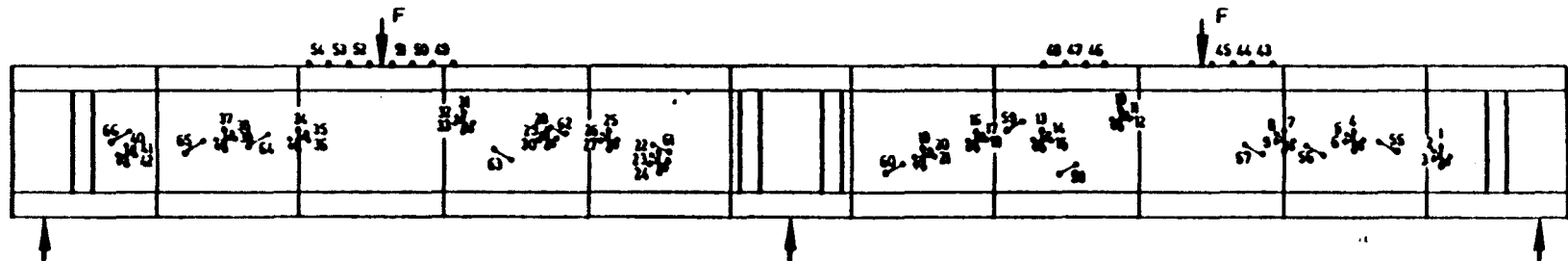


## Anordnung der Setzdehnmessmesser

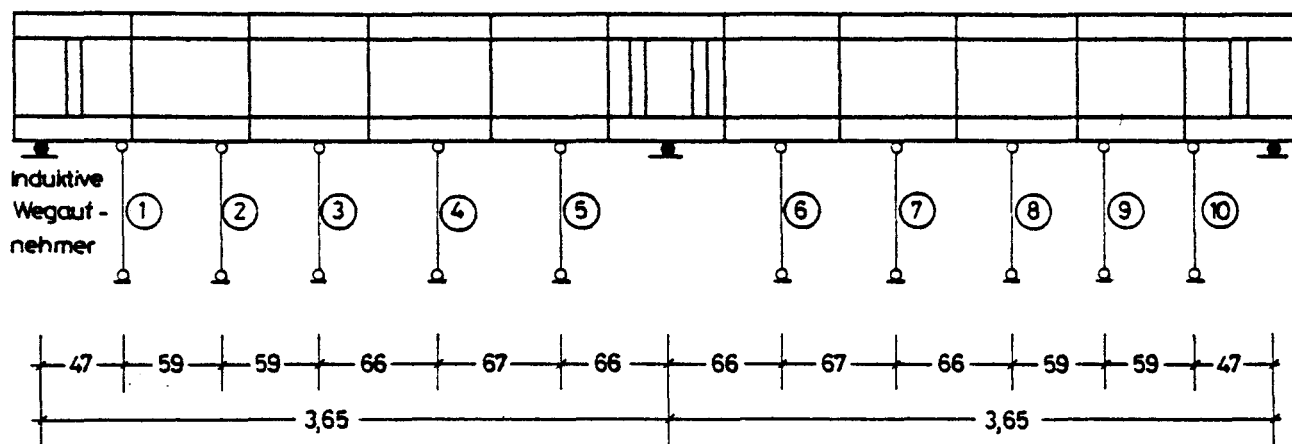
### SOV 1



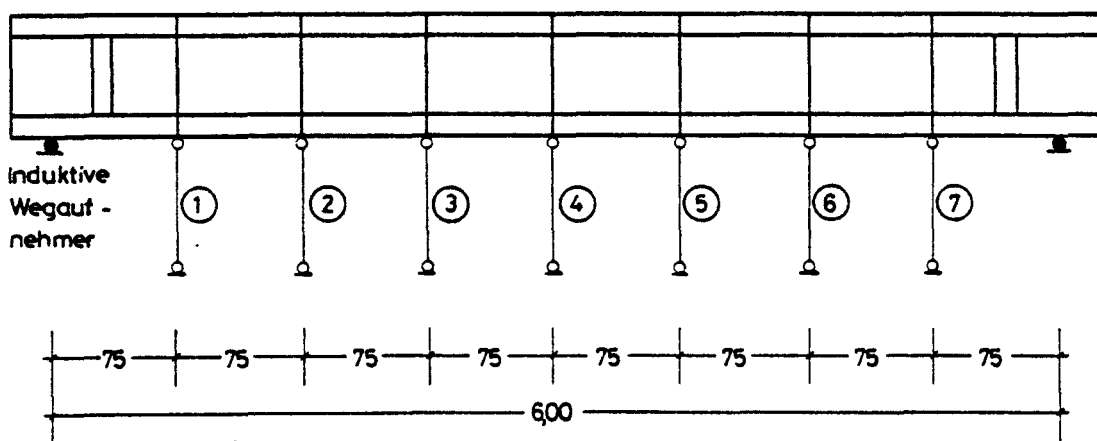
### SOV 2



## SOV 2



## SOV 1



Anlage A3.5: Anordnung der Weggeber zur Messung der Durchbiegungen

Versuchsbalken SOV2 1.Laststellung

		Belastungsgrad $F/F_{\max}$						
Meßstelle		0.592	0.652	0.711	0.770	0.829	0.948	1.000
Mittlere	Feld 1 Steg,links	0.130	0.180	0.180	0.220	0.220	0.220	0.200
	Feld 1 Steg,rechts	- - -	0.050	0.060	0.070	0.090	0.150	0.160
Rissbreiten [mm]	Feld 2 Steg,links	- - -	0.030	0.030	0.060	0.100	0.130	0.120
	Feld 2 Steg,rechts	- - -	0.010	0.020	0.030	0.060	0.080	0.100
$F_{\max} = 844 \text{ kN}$	Feld 1 Zugzone	- - -	- - -	- - -	0.030	0.150	0.770	0.750
	Feld 2 Zugzone	- - -	- - -	- - -	0.050	0.130	0.550	0.580

		Belastungsgrad $F/F_{\max}$						
Meßstelle		0.592	0.652	0.711	0.770	0.829	0.948	1.000
Maximale	Feld 1 Steg,links	0.140	0.200	0.220	0.260	0.320	0.400	0.340
	Feld 1 Steg,rechts	- - -	0.060	0.080	0.120	0.200	0.230	0.240
Rissbreiten [mm]	Feld 2 Steg,links	- - -	0.060	0.060	0.080	0.160	0.300	0.260
	Feld 2 Steg,rechts	- - -	0.010	0.020	0.040	0.110	0.100	0.140
$F_{\max} = 844 \text{ kN}$	Feld 1 Zugzone	- - -	- - -	- - -	0.030	0.240	0.880	0.960
	Feld 2 Zugzone	- - -	- - -	- - -	0.050	0.170	0.800	0.820

Versuchsbalken SOV1 1.Laststellung

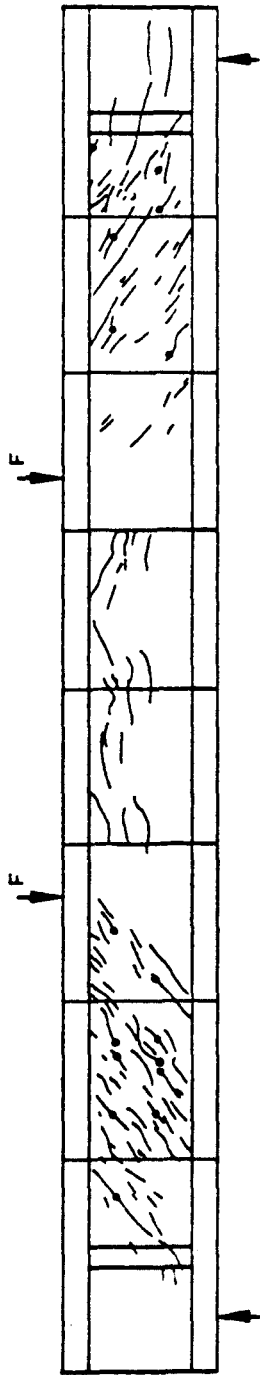
		Belastungsgrad $F/F_{\max}$							
Meßstelle		0.462	0.538	0.615	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923
		1							
Mittlere	Steg,links	0.050	0.060	0.060	0.080	0.100	0.110	0.110	0.120
	Steg,rechts	0.070	0.080	0.090	0.110	0.110	0.120	0.130	0.140
Rissbreiten [mm]	Zugzone,Ansicht	- - -	- - -	- - -	0.260	0.690	1.150	1.550	1.770
	Zugzone,Unterseite	- - -	- - -	- - -	0.400	0.510	1.080	1.650	1.900
$F_{\max} = 650 \text{ kN}$									

		Belastungsgrad $F/F_{\max}$							
Meßstelle		0.462	0.538	0.615	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923
		1							
Maximale	Steg,links	0.060	0.070	0.080	0.1200	0.140	0.150	0.160	0.180
	Steg,rechts	0.080	0.090	0.110	0.130	0.180	0.200	0.240	0.260
Rissbreiten [mm]	Zugzone,Ansicht	- - -	- - -	- - -	0.300	0.880	1.300	2.000	2.000
	Zugzone,Unterseite	- - -	- - -	- - -	0.400	0.740	1.100	2.000	2.000
$F_{\max} = 650 \text{ kN}$									

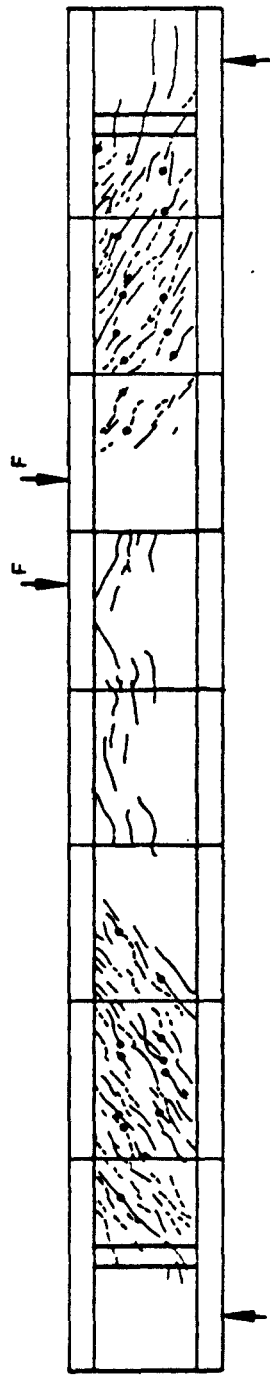
Anlage A5.1: Rißbreiten

SOV 1

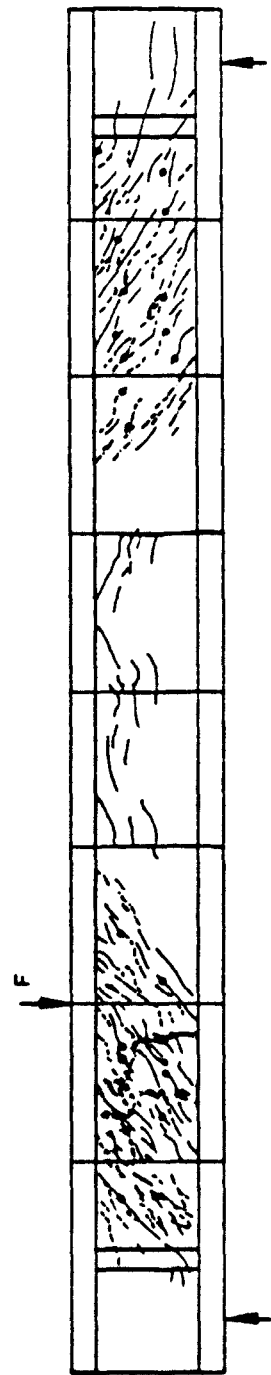
Laststellung 1



Laststellung 2



Laststellung 3

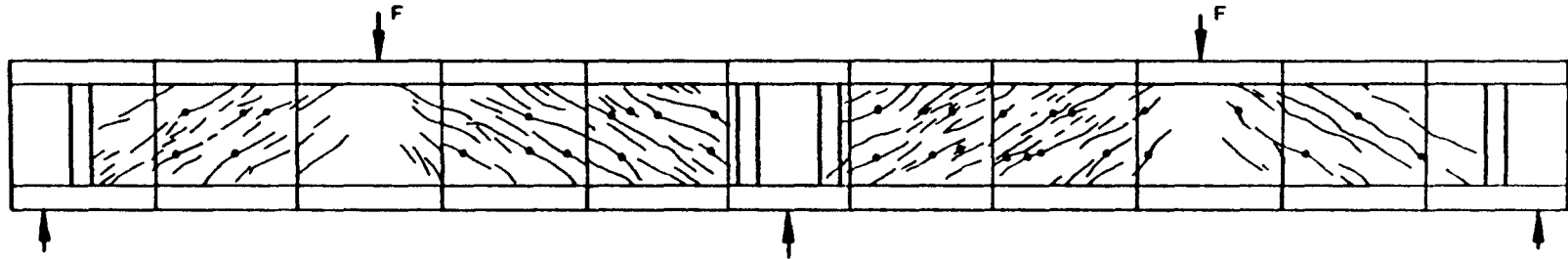


Anlage 5.2: Rißbild des Versuchsbalkens SOV1

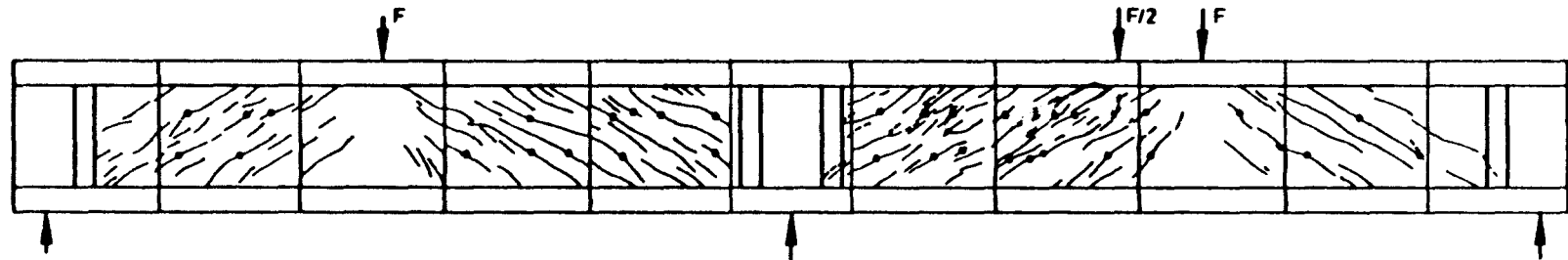
## SOV 2

Anlage 5.3: Ribbild des Versuchsbalkens SOV2

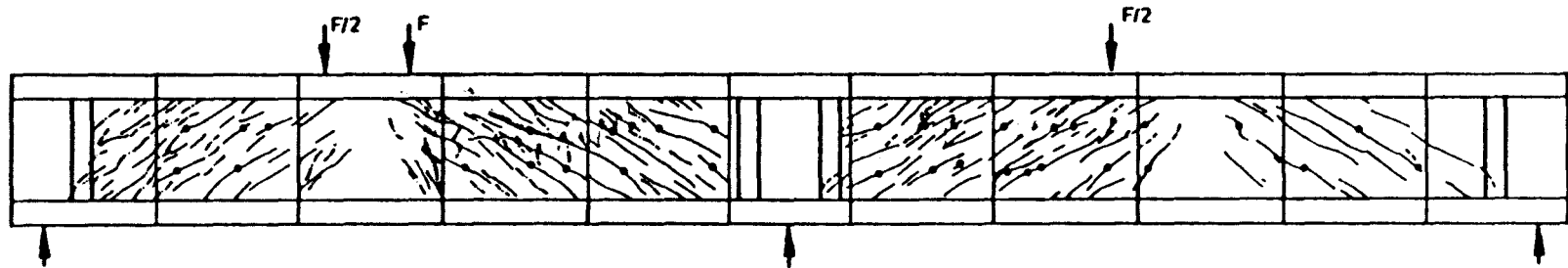
Laststellung 1



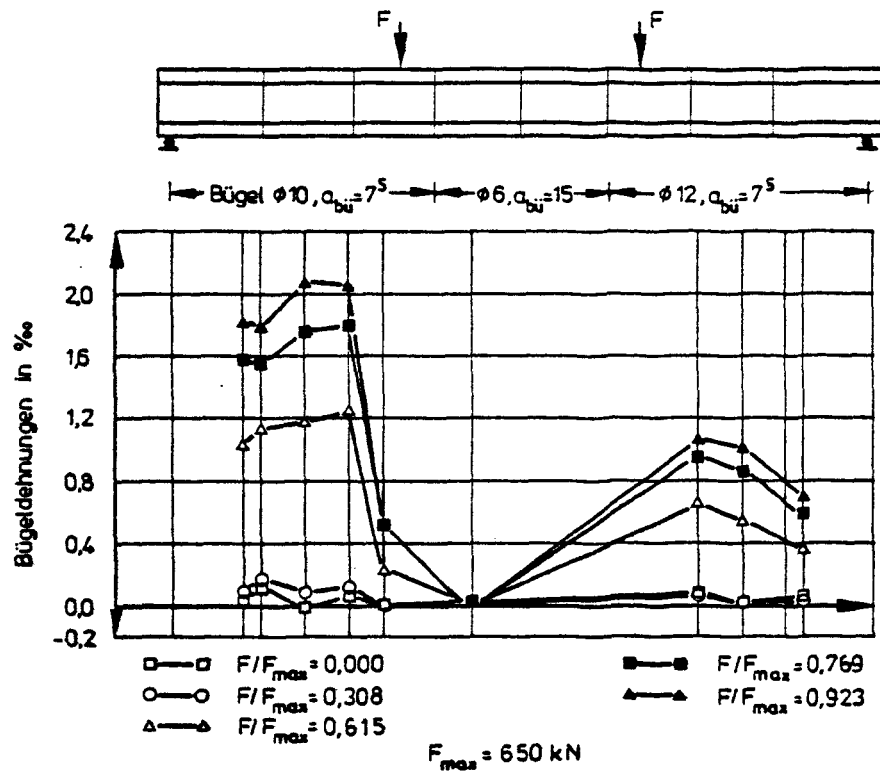
Laststellung 2



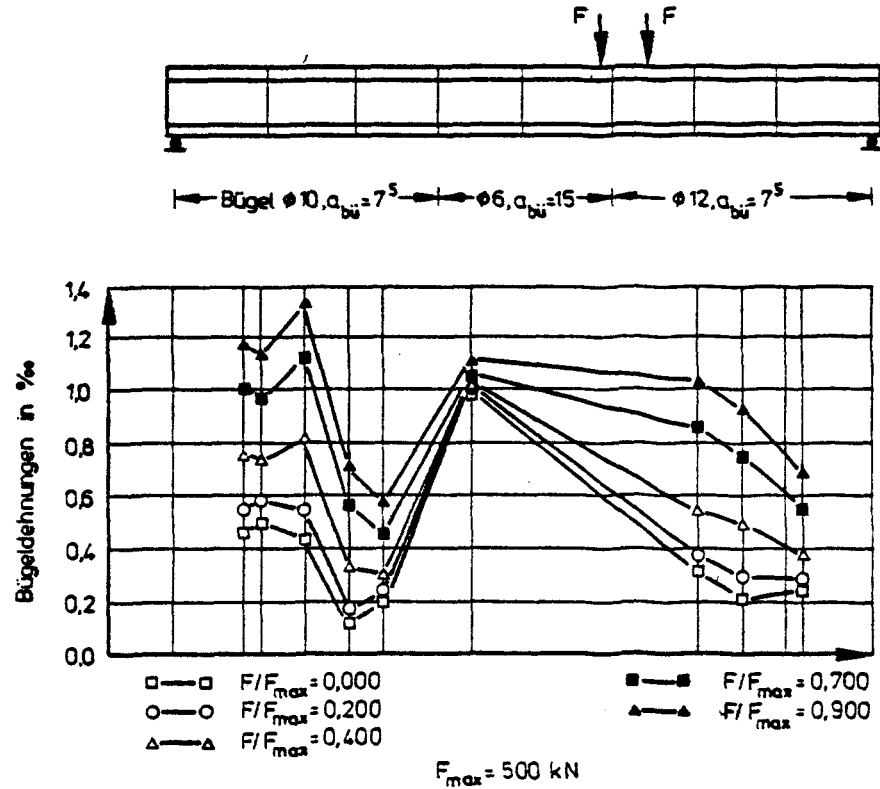
Laststellung 3



SOV 1, Laststellung 1

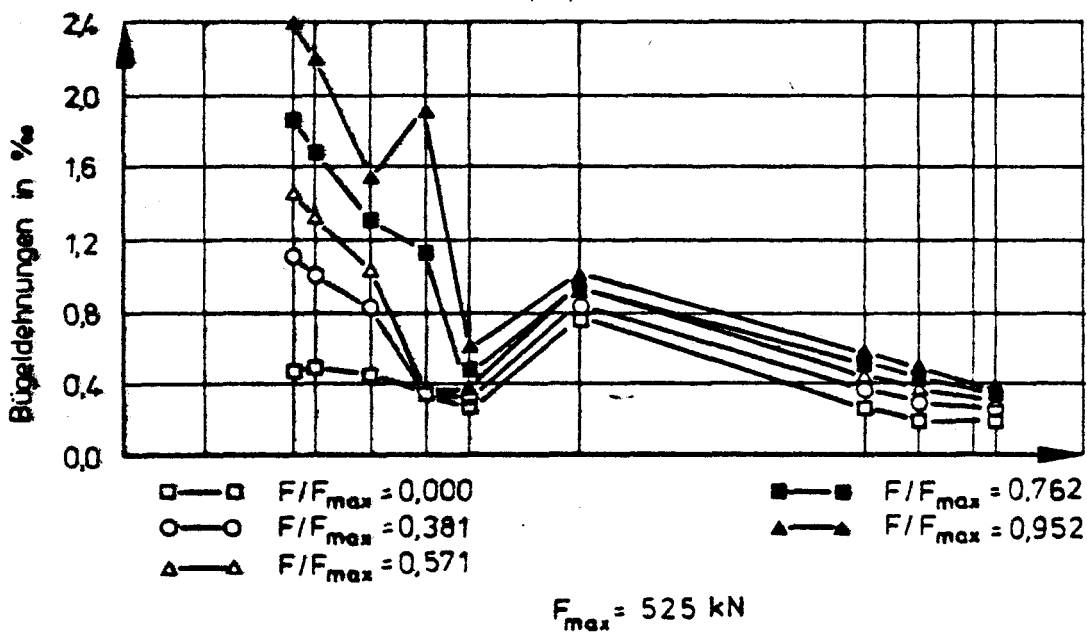
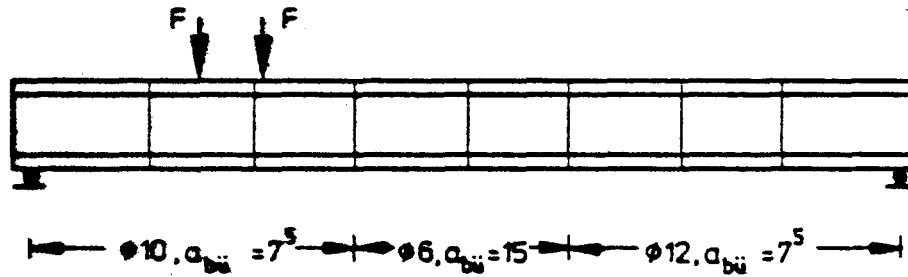


SOV 1, Laststellung 2

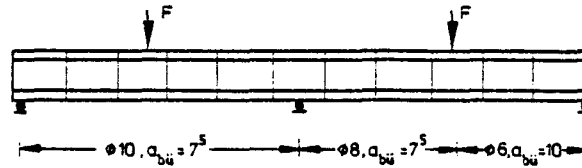


Anlage A5.4: Bügelspannungen des SOV1 (Laststellung 1 + 2) entlang der Balkenachse

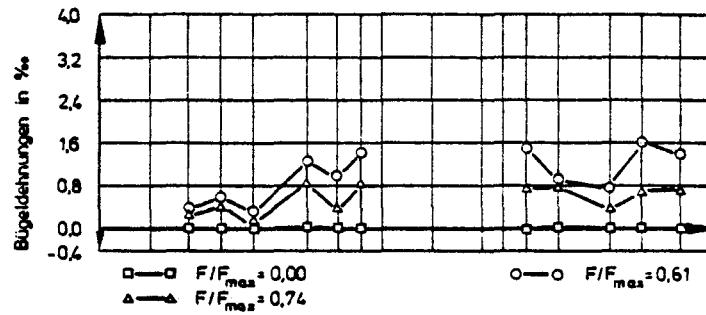
# SOV 1, Laststellung 3



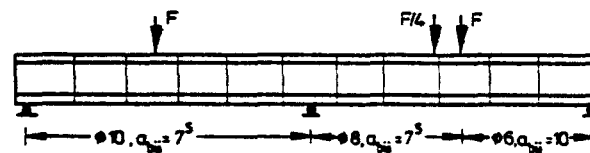
Anlage A5.5: Bügelspannungen des SOV1 (Laststellung 3) entlang der Balkenachse



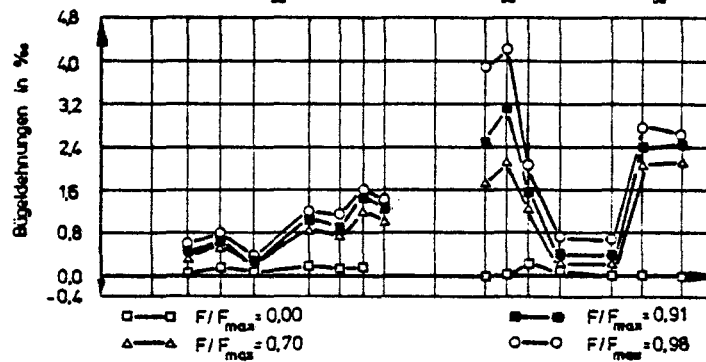
SOV 2  
LASTSTELLUNG 1



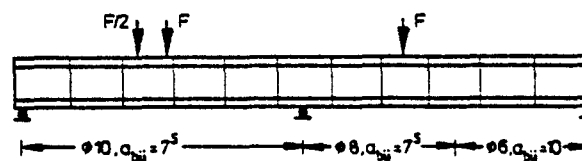
$F_{max} = 846 \text{ kN}$



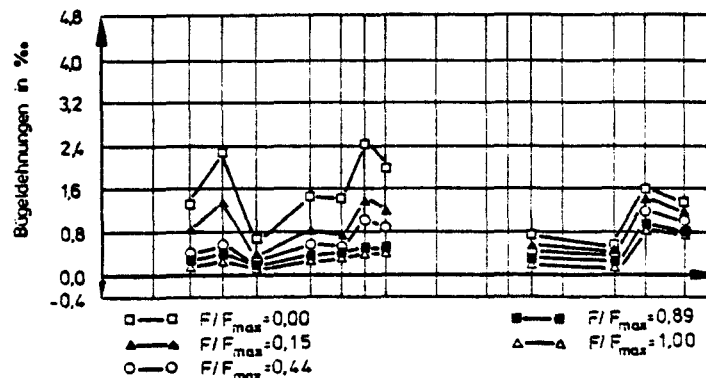
SOV 2  
LASTSTELLUNG 2



$F_{max} = 745 \text{ kN}$



SOV 2  
LASTSTELLUNG 3

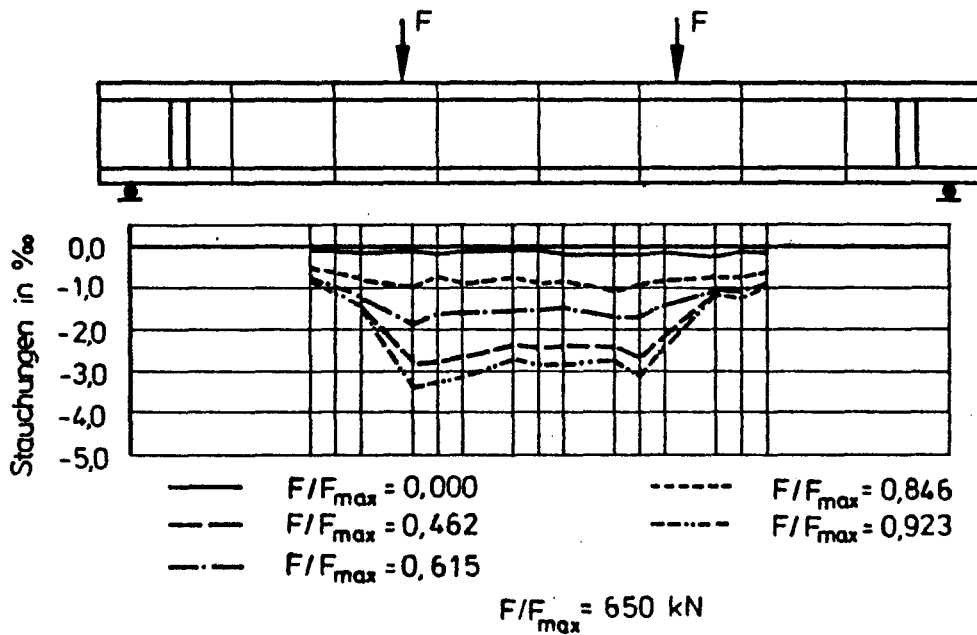


$F_{max} = 893 \text{ kN}$

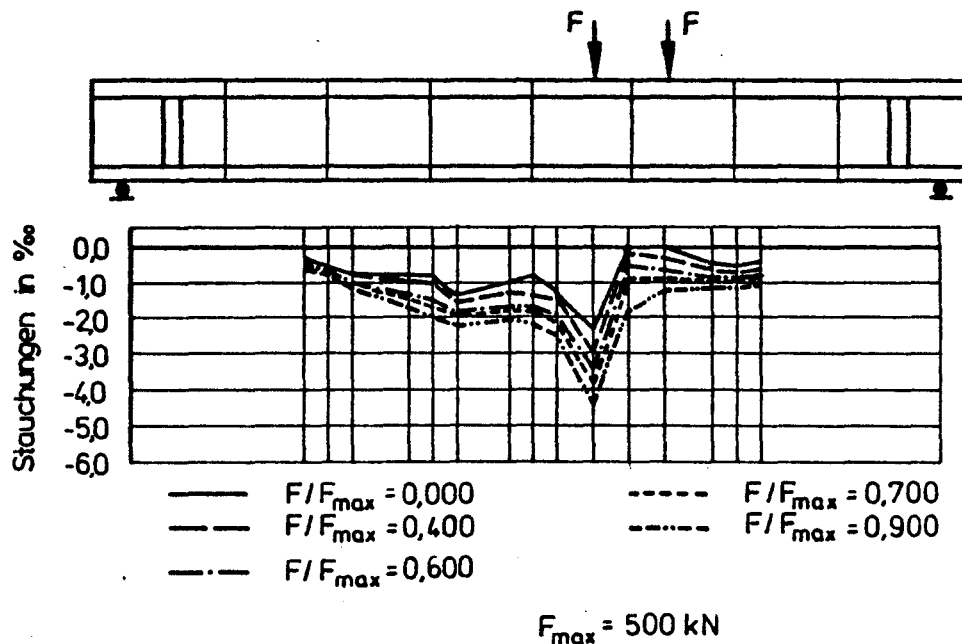
Anlage A5.6: Bügelspannungen des SOV2 entlang der Balkenachse



### SOV 1 Laststellung 1

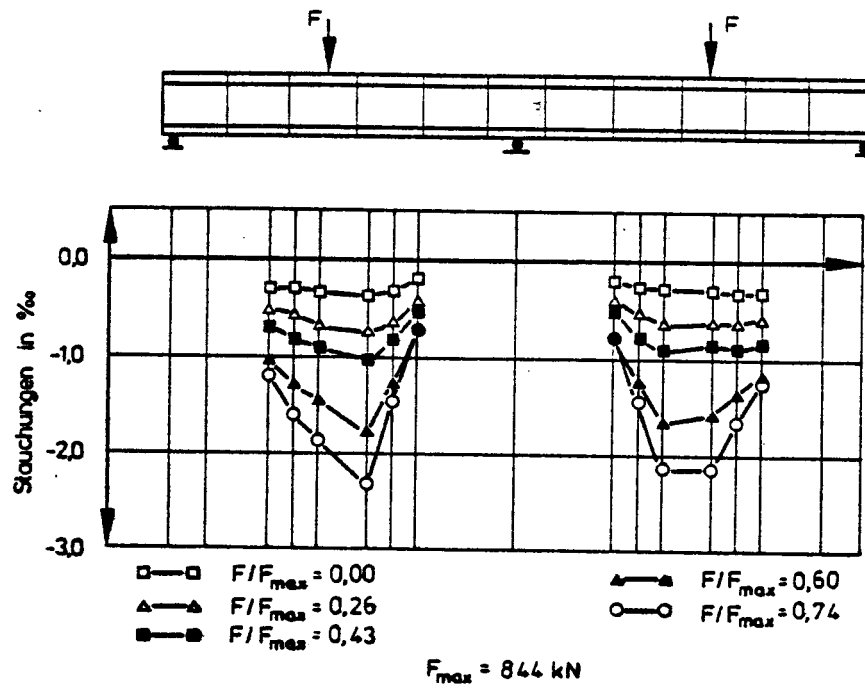


### SOV 1 Laststellung 2

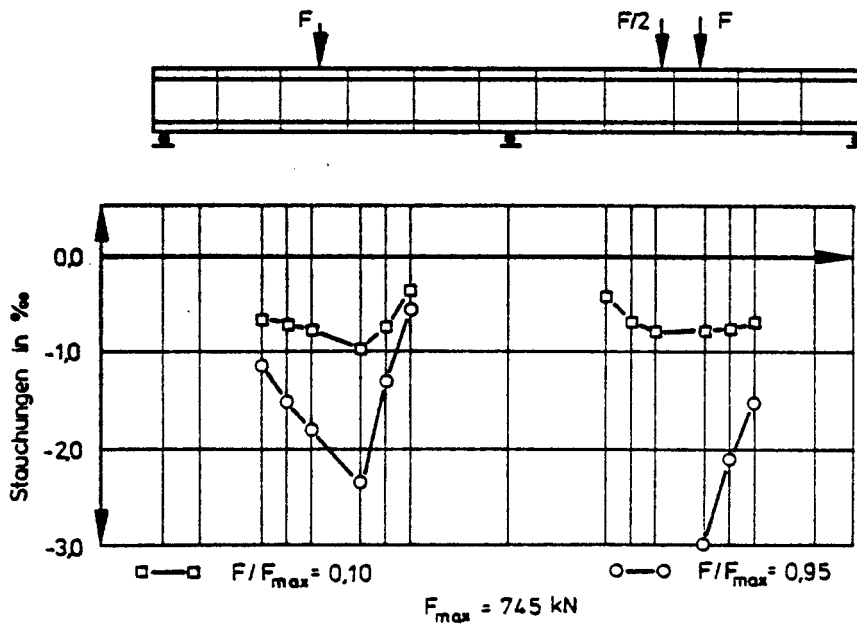


Anlage A5.7: Stauchungen der Betondruckzone des SOV1 entlang der Balkenlängsachse

SOV 2, Laststellung 1



SOV 2, Laststellung 2



Anlage A5.8: Stauchungen der Betondruckzone des SOV2 entlang der Balkenlängsachse

Versuchsbalken SOV1 1. Laststellung

Längsstahldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 650 \text{ kN}$

Belastungsgrad  $F/F_{\max}$

Meßstelle	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.538	0.615	0.692	0.769	0.846
	1						2	1	1	3		1	
V/1	2.514	2.580	2.648	2.724	2.765	2.836	2.394	2.644	2.702	2.805	2.999	3.265	3.506
IX/1	2.480	2.545	2.616	2.693	2.732	2.803	2.347	2.598	2.657	2.766	2.966	3.235	3.497
XII/1	2.434	2.495	2.563	2.639	2.677	2.748	2.294	2.540	2.597	2.708	2.919	3.189	3.437
V/2	2.320	2.391	2.464	2.546	2.595	2.676	2.260	2.500	2.558	2.666	2.875	3.206	3.488
IX/2	2.249	2.319	2.396	2.485	2.537	2.624	2.179	2.436	2.497	2.612	2.822	3.143	3.438
XII/2	2.329	2.401	2.498	2.608	2.662	2.760	2.271	2.555	2.620	2.737	2.949	3.275	3.551
V/3	2.469	2.544	2.624	2.709	2.755	2.844	2.348	2.632	2.705	2.831	3.043	3.281	3.523
IX/3	2.523	2.598	2.682	2.771	2.817	2.906	2.394	2.685	2.759	2.885	3.105	3.355	3.620
XII/3	2.457	2.534	2.615	2.700	2.742	2.826	2.325	2.607	2.678	2.798	3.007	3.248	3.481
V/4	2.190	2.090	1.980	1.863	1.785	1.702	1.904	1.620	1.571	1.517	1.450	0.008	-0.009
IX/4	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
XII/4	2.253	2.165	2.057	1.935	1.847	1.758	1.947	1.665	1.624	1.585	1.533	0.041	0.019
V/12	-0.179	-0.370	-0.607	-0.900	-1.107	-1.325	-0.933	-1.603	-1.720	-1.836	-2.024	-2.299	-2.429
V/13	-0.184	-0.362	-0.581	-0.865	-1.077	-1.302	-0.980	-1.618	-1.731	-1.841	-2.023	-2.277	-2.402
VII/12	-0.182	-0.386	-0.630	-0.915	-1.117	-1.361	-0.913	-1.620	-1.750	-1.911	-2.223	-2.857	-3.220
VII/13	-0.194	-0.409	-0.660	-0.955	-1.164	-1.418	-0.995	-1.722	-1.853	-2.016	-2.380	-3.181	-3.635
IX/12	-0.185	-0.380	-0.609	-0.879	-1.074	-1.304	-0.951	-1.593	-1.719	-1.861	-2.166	-2.780	-3.149
IX/13	-0.200	-0.397	-0.633	-0.916	-1.121	-1.357	-1.029	-1.694	-1.820	-1.967	-2.295	-2.998	-3.398
III/4	-1.026	-0.958	-0.883	-0.776	-0.708	-0.642	-1.098	-0.805	-0.740	-0.692	-0.676	-0.682	-0.695
III/7	-0.895	-0.813	-0.731	-0.621	-0.558	-0.524	-0.910	-0.613	-0.572	-0.555	-0.547	-0.554	-0.566
V/5	-1.020	-0.874	-0.713	-0.519	-0.392	-0.256	-0.932	-0.358	-0.221	-0.132	-0.060	0.104	0.196
V/6	-1.033	-0.879	-0.712	-0.515	-0.385	-0.246	-0.933	-0.340	-0.201	-0.114	-0.044	0.129	0.226
VII/4	-0.982	-0.832	-0.665	-0.472	-0.359	-0.268	-0.910	-0.387	-0.284	-0.231	-0.230	-0.215	-0.220
VII/7	-0.974	-0.808	-0.622	-0.412	-0.300	-0.273	-0.861	-0.288	-0.235	-0.238	-0.243	-0.234	-0.239
IX/5	-1.046	-0.877	-0.690	-0.474	-0.341	-0.231	-0.934	-0.346	-0.228	-0.167	-0.174	-0.180	-0.195
IX/6	-0.997	-0.835	-0.655	-0.448	-0.323	-0.225	-0.886	-0.327	-0.220	-0.167	-0.173	-0.178	-0.191
XII/4	-1.540	-1.447	-1.344	-1.213	-1.137	-1.059	-1.688	-1.316	-1.239	-1.180	-1.164	-1.179	-1.194
XII/7	-1.433	-1.340	-1.231	-1.098	-1.019	-0.967	-1.503	-1.127	-1.067	-1.036	-1.016	-1.018	-1.028

Belastungsgrad  $F/F_{\max}$

Meßstelle	0.462	0.615	0.769	0.846	0.923	0.962
	2	4	2	1		
V/1	2.451	3.083	3.432	3.663	3.892	4.067
IX/1	2.418	3.059	3.426	3.662	3.913	4.122
XII/1	2.367	3.003	3.371	3.602	3.836	4.022
V/2	2.445	2.869	3.232	3.485	3.829	4.065
IX/2	2.410	2.823	3.194	3.449	3.798	4.043
XII/2	2.503	2.913	3.298	3.540	3.876	4.097
V/3	2.416	3.098	3.471	3.726	3.992	4.196
IX/3	2.486	3.175	3.559	3.824	---	---
XII/3	2.396	3.052	3.429	3.675	3.933	4.127
V/4	0.060	0.008	0.007	0.009	0.005	0.005
IX/4	---	---	---	---	---	---
XII/4	0.097	0.034	0.029	0.028	0.024	0.023
V/12	-2.080	-2.218	-2.431	-2.539	-2.711	-2.863
V/13	-2.044	-2.177	-2.381	-2.486	-2.653	-2.799
VII/12	-2.765	-2.891	-3.271	-3.487	-3.863	-4.301
VII/13	-3.330	-3.458	-3.853	-4.082	-4.495	-5.045
IX/12	-2.742	-2.865	-3.218	-3.420	-3.776	-4.198
IX/13	-3.019	-3.143	-3.513	-3.727	-4.119	-4.589
III/4	-0.729	-0.751	-0.713	-0.712	-0.717	-0.716
III/7	-0.565	-0.597	-0.578	-0.580	-0.589	-0.591
V/5	0.038	0.082	0.235	0.287	0.390	0.460
V/6	0.060	0.111	0.267	0.322	0.431	0.504
VII/4	-0.266	-0.216	-0.213	-0.212	-0.209	-0.207
VII/7	-0.241	-0.216	-0.228	-0.228	-0.226	-0.225
IX/5	-0.204	-0.161	-0.172	-0.178	-0.181	-0.180
IX/6	-0.196	-0.159	-0.169	-0.174	-0.180	-0.179
XII/4	-1.218	-1.260	-1.222	-1.223	-1.230	-1.234
XII/7	-1.044	-1.082	-1.050	-1.049	-1.053	-1.056

Anlage A6.1: Versuchsbalken SOV1, 1. Laststellung, Längsstahldehnungen

Versuchsbalken SOV1 1. Laststellung

Bügeldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 650 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$													
Meßstelle	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.538	0.615	0.692	0.769	0.846	
	1						2	1	1	3		1		
I/1	0.046	0.056	0.235	0.854	0.932	1.071	0.394	1.005	1.111	1.212	1.327	1.552	1.671	
I/2	0.041	0.062	0.100	0.292	0.624	0.833	0.399	0.878	0.962	1.042	1.145	1.372	1.534	
I/3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
II/1	0.083	0.109	0.162	0.411	0.714	0.893	0.463	0.920	1.004	1.080	1.180	1.373	1.487	
II/2	0.119	0.145	0.181	0.472	0.827	0.995	0.478	0.965	1.058	1.143	1.250	1.445	1.570	
II/3	0.156	0.170	0.184	0.382	0.679	1.006	0.430	0.987	1.103	1.212	1.336	1.541	1.664	
III/1	0.003	0.026	0.068	0.253	0.573	0.791	0.311	0.797	0.884	0.968	1.071	1.274	1.383	
III/2	-0.007	0.025	0.090	0.584	0.793	1.019	0.269	0.944	1.069	1.188	1.337	1.617	1.783	
III/3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
IV/1	0.056	0.078	0.117	0.461	0.685	0.881	0.417	0.904	0.995	1.084	1.211	1.475	1.612	
IV/2	0.068	0.092	0.129	0.396	0.818	1.057	0.436	1.041	1.158	1.257	1.382	1.656	1.789	
IV/3	0.077	0.081	0.095	0.143	0.253	0.539	0.419	0.711	0.778	0.820	0.864	1.003	1.067	
V/1	0.002	-0.020	-0.049	-0.035	-0.017	0.099	0.117	0.182	0.210	0.223	0.237	0.352	0.386	
V/2	0.017	0.014	0.005	0.031	0.077	0.064	0.130	0.219	0.234	0.219	0.203	0.289	0.303	
V/3	0.066	0.058	0.047	0.059	0.074	0.067	0.127	0.166	0.178	0.154	0.114	0.081	0.040	
VII/1	-0.015	-0.001	0.014	0.032	0.043	0.032	0.014	0.059	0.068	0.040	-0.020	-0.107	-0.210	
VII/2	0.010	0.018	0.024	0.028	0.029	-0.008	0.053	0.068	0.058	0.002	-0.070	-0.079	-0.072	
VII/3	0.002	-0.011	-0.022	-0.038	-0.054	-0.116	0.033	-0.015	-0.048	-0.124	-0.138	-0.113	-0.119	
XI/1	0.060	0.050	0.058	0.325	0.414	0.485	0.170	0.402	0.444	0.487	0.544	0.639	0.697	
XI/2	0.083	0.068	0.068	0.156	0.425	0.566	0.321	0.562	0.611	0.657	0.720	0.862	0.940	
XI/3	0.094	0.078	0.073	0.122	0.281	0.388	0.303	0.424	0.455	0.481	0.510	0.600	0.638	
XII/1	0.008	0.000	0.026	0.300	0.401	0.510	0.272	0.538	0.583	0.632	0.705	0.883	0.990	
XII/2	0.024	0.014	0.013	0.149	0.265	0.399	0.225	0.452	0.495	0.540	0.604	0.754	0.837	
XII/3	0.068	0.052	0.050	0.143	0.418	0.561	0.291	0.553	0.612	0.669	0.733	0.861	0.938	
XIII/1	0.094	0.085	0.120	0.431	0.546	0.664	0.336	0.676	0.733	0.790	0.863	1.005	1.078	
XIII/2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
XIII/3	0.169	0.144	0.133	0.356	0.555	0.703	0.409	0.685	0.743	0.804	0.873	0.986	1.055	
XIV/1	0.023	0.018	0.064	0.242	0.322	0.402	0.237	0.447	0.481	0.518	0.571	0.677	0.752	
XIV/2	0.060	0.043	0.037	0.212	0.261	0.308	0.212	0.312	0.332	0.355	0.388	0.461	0.525	
XIV/3	0.084	0.064	0.059	0.218	0.329	0.433	0.273	0.457	0.494	0.533	0.587	0.700	0.771	

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$					
	0.462	0.615	0.769	0.846	0.923	0.962
	2	4	2	1		
I/1	1.260	1.420	1.620	1.721	1.854	1.938
I/2	1.262	1.391	1.579	1.681	1.831	1.919
I/3	-	-	-	-	-	-
II/1	1.206	1.315	1.479	1.568	1.697	1.778
II/2	1.247	1.373	1.556	1.654	1.792	1.880
II/3	1.268	1.420	1.628	1.733	1.870	1.950
III/1	1.100	1.212	1.380	1.468	1.599	1.688
III/2	1.329	1.519	1.767	1.897	2.084	2.211
III/3	-	-	-	-	-	-
IV/1	1.395	1.489	1.678	1.780	1.961	2.079
IV/2	1.472	1.617	1.810	1.906	2.059	2.156
IV/3	1.042	1.119	1.174	1.208	1.292	1.359
V/1	0.440	0.472	0.529	0.546	0.594	0.642
V/2	0.470	0.522	0.500	0.497	0.526	0.555
V/3	0.154	0.236	0.170	0.140	0.108	0.097
VII/1	0.131	0.176	0.009	-0.096	-0.213	-0.276
VII/2	0.085	0.119	-0.014	-0.036	-0.044	-0.046
VII/3	-0.087	-0.068	-0.127	-0.118	-0.111	-0.114
XI/1	0.540	0.589	0.688	0.739	0.820	0.870
XI/2	0.802	0.860	0.953	1.000	1.078	1.126
XI/3	0.581	0.622	0.663	0.690	0.741	0.778
XII/1	0.843	0.897	1.003	1.063	1.166	1.229
XII/2	0.717	0.770	0.865	0.918	1.013	1.069
XII/3	0.776	0.843	0.947	1.005	1.107	1.177
XIII/1	0.870	0.948	1.060	1.118	1.202	1.255
XIII/2	-	-	-	-	-	-
XIII/3	0.853	0.920	1.030	1.088	1.169	1.214
XIV/1	0.606	0.661	0.748	0.797	0.868	0.911
XIV/2	0.489	0.524	0.589	0.628	0.702	0.747
XIV/3	0.644	0.684	0.766	0.811	0.884	0.927

Anlage A6.2: Versuchsbalken SOV1, 1. Laststellung, Bügeldehnungen

Versuchsbalken SOV1 1. Laststellung

Betonlängsdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 650 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$															
Meßstelle	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.462	0.462	0.846	0.923
	1						2	1	3				3	4	1	
IV/9	-1.034	-1.168	-1.225	-1.289	-1.427	-1.457	-1.407	-1.561	-1.568	-1.634	-1.607	-1.573	-1.475	-1.566	-1.666	-1.639
XI/15	-1.770	-1.848	-1.968	-2.180	-2.282	-2.330	-2.357	-2.593	-2.618	-2.707	-2.732	-2.816	-2.711	-2.773	-2.934	-3.011
III/6	-0.393	-0.482	-0.525	-0.384	-0.325	-0.143	-0.489	-0.136	-0.007	0.066	0.159	0.411	0.427	0.291	0.541	0.689
XII/21	-0.459	-0.520	-0.566	-0.630	-0.727	-0.745	-0.689	-0.859	-0.827	-0.973	-1.007	-0.957	-0.793	-0.814	-0.923	-0.855
I/3	-0.527	-0.507	-0.548	-0.486	-0.345	-0.309	-0.502	-0.411	-0.350	-0.470	-0.386	-0.382	-0.327	-0.400	-0.370	-0.425
IV/12	-1.289	-1.291	-1.336	-1.455	-1.441	-1.370	-1.555	-1.505	-1.520	-1.477	-1.382	-1.261	-1.277	-1.368	-1.180	-1.164
XI/18	-2.334	-2.350	-2.411	-2.334	-2.373	-2.327	-2.695	-2.641	-2.561	-2.618	-2.659	-2.700	-2.741	-2.873	-2.759	-2.802
XIV/24	-0.557	-0.550	-0.523	-0.382	-0.241	-0.048	-0.477	-0.073	0.070	0.086	0.195	0.373	0.348	0.223	0.409	0.407

Betonlängsdehnungen in mm/m auf der Balkenoberseite  $F_{\max} = 650 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$															
Meßstelle	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.462	0.462	0.846	0.923
	1						2	1	3		1	1	3	4	1	
IV/25	-0.075	-0.218	-0.373	-0.502	-0.586	-0.593	-0.298	-0.589	-0.711	-0.777	-0.700	-0.745	-0.548	-0.566	-0.777	-0.786
IV/26	-0.098	-0.300	-0.480	-0.632	-0.739	-0.791	-0.434	-0.814	-0.936	-1.016	-0.950	-0.993	-0.777	-0.748	-0.989	-1.039
IV/27	-0.159	-0.316	-0.607	-0.800	-0.970	-1.043	-0.555	-1.077	-1.211	-1.320	-1.314	-1.395	-1.086	-1.077	-1.407	-1.436
VI/28	-0.125	-0.339	-0.645	-0.964	-1.175	-1.402	-0.795	-1.548	-1.850	-2.207	-2.777	-3.195	-2.280	-2.148	-3.298	-3.845
VI/29	0.114	-0.175	-0.466	-0.730	-0.941	-1.175	-0.580	-1.255	-1.561	-1.884	-2.361	-2.852	-1.752	-1.648	-2.805	-3.386
VI/30	-0.118	-0.348	-0.614	-0.861	-1.059	-1.243	-0.648	-1.266	-1.552	-1.850	-2.268	-2.691	-1.680	-1.595	-2.661	-3.130
VIII/31	-0.057	-0.273	-	-0.777	-0.955	-1.116	-0.511	-1.134	-1.486	-1.705	-2.025	-2.407	-1.502	-1.418	-2.320	-2.677
VIII/32	-0.077	-0.318	-	-0.852	-0.998	-1.164	-0.632	-1.250	-1.491	-1.759	-2.143	-2.493	-1.577	-1.507	-2.398	-2.784
VIII/33	-0.159	-0.332	-	-0.834	-0.995	-1.161	-0.561	-1.207	-1.423	-1.700	-2.064	-2.445	-1.539	-1.457	-2.330	-2.764
X/34	-0.150	-0.380	-	-0.977	-1.157	-1.316	-0.652	-1.343	-1.657	-1.900	-2.230	-2.495	-1.616	-1.523	-2.357	-2.741
X/35	-0.155	-0.359	-	-0.861	-1.089	-1.173	-0.814	-1.350	-1.650	-1.943	-2.277	-2.709	-1.900	-1.843	-2.652	-3.080
X/36	-0.095	-0.282	-	-0.773	-0.907	-1.045	-0.539	-1.130	-1.370	-1.595	-1.866	-2.166	-1.395	-1.323	-2.109	-2.414
XI/37	-0.218	-0.309	-	-0.670	-0.789	-0.834	-0.448	-0.784	-0.993	-1.093	-0.975	-1.048	-0.807	-0.791	-1.052	-1.098
XI/38	-0.070	-0.250	-	-0.675	-0.752	-0.805	-0.523	-0.873	-1.041	-1.107	-1.064	-1.114	-0.875	-0.909	-1.118	-1.157
XI/39	-0.116	-0.225	-	-0.584	-0.616	-0.707	-0.386	-0.745	-0.836	-0.900	-0.839	-0.886	-0.673	-0.693	-0.941	-0.941

Betonquerdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 650 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$															
Meßstelle	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.462	0.462	0.846	0.923
	1						2	1	3				3	4	1	
IV/7	0.102	0.107	0.123	0.232	0.295	0.461	0.264	0.498	0.525	0.609	0.705	0.818	0.711	0.636	0.861	0.920
XI/13	0.064	0.105	0.100	0.384	0.416	0.618	0.286	0.630	0.795	0.864	1.048	1.282	1.055	0.995	1.355	1.464
III/4	-0.002	-0.045	0.009	0.705	0.950	1.334	0.586	1.411	1.725	1.848	2.136	2.486	2.064	2.061	2.668	2.952
XII/19	0.055	0.073	0.098	0.150	0.214	0.234	0.136	0.214	0.268	0.252	0.350	0.277	0.214	0.216	0.277	0.339
I/1	0.107	0.070	0.086	0.127	0.245	0.370	0.320	0.500	0.593	0.582	0.732	0.834	0.702	0.675	0.814	0.905
IV/10	0.173	0.155	0.164	0.261	0.595	0.859	0.605	1.055	1.230	1.316	1.493	1.714	1.552	1.507	1.864	2.000
XI/16	0.086	0.059	0.073	0.182	0.286	0.493	0.311	0.505	0.595	0.611	0.773	0.843	0.757	0.727	0.857	0.932
XIV/22	0.130	0.177	0.143	0.486	0.607	0.836	0.548	0.902	1.059	1.155	1.325	1.427	1.214	1.164	1.470	1.634

Anlage A6.3: Versuchsbalken SOV1, 1. Laststellung, Betondehnungen

Versuchsbalken SOV1 1.Laststellung

Betontrajektoriendehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 650 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$															
	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.462	0.462	0.846	0.923
	1						2	1	3				3	4	1	
IV/8	-0.741	-0.941	-1.141	-1.289	-1.459	-1.602	-1.341	-1.809	-1.950	-2.080	-2.275	-2.564	-2.293	-2.332	-2.752	-2.984
XI/14	-1.066	-1.184	-1.407	-1.764	-2.075	-2.293	-2.055	-2.705	-2.873	-3.136	-3.409	-3.848	-3.632	-3.686	-4.191	-4.523
III/5	-0.198	-0.298	-0.459	-0.086	-0.175	-0.248	-0.180	-0.518	-0.559	-0.634	-0.866	-1.175	-1.170	-1.214	-1.530	-1.695
XII/20	-0.255	-0.364	-0.489	-0.686	-0.882	-0.984	-0.748	-1.182	-1.323	-1.455	-1.600	-1.818	-1.620	-1.632	-1.982	-2.161
I/2	-0.216	-0.302	-0.445	-0.580	-0.630	-0.714	-0.473	-0.795	-0.848	-0.989	-1.009	-1.257	-1.020	-1.089	-1.355	-1.434
IV/11	-0.868	-0.955	-1.114	-1.405	-1.523	-1.611	-1.461	-1.859	-1.977	-2.155	-2.275	-2.470	-2.300	-2.295	-2.682	-2.857
XI/17	-1.395	-1.509	-1.645	-1.780	-1.973	-2.080	-2.057	-2.400	-2.484	-2.666	-2.723	-3.034	-2.823	-2.834	-3.143	-3.330
XIV/23	-0.234	-0.339	-0.470	-0.459	-0.616	-0.727	-0.393	-0.834	-0.973	-1.070	-1.193	-1.477	-1.270	-1.316	-1.652	-1.743
I/40	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.295	-0.420	-0.559	-	-0.852	-0.582	-0.634	-0.907	-1.030
II/41	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.352	-0.500	-0.618	-	-0.934	-0.600	-0.643	-0.961	-1.093
III/42	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.491	-0.645	-0.839	-	-1.257	-0.923	-0.970	-1.423	-1.623
IV/43	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.480	-0.661	-0.784	-	-1.098	-0.843	-0.925	-1.259	-1.450
XI/44	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.439	-0.586	-0.716	-	-1.073	-0.816	-0.880	-1.227	-1.359
XII/45	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.416	-0.543	-0.693	-	-1.052	-0.795	-0.868	-1.225	-1.375
XIII/46	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.341	-0.425	-0.582	-	-1.000	-0.711	-0.793	-1.116	-1.286
XIV/47	-	-	-	-	-	-	0.000	-0.314	-0.423	-0.514	-	-0.818	-0.611	-0.682	-0.986	-1.125

Anlage A6.4: Versuchsbalken SOV1, 1. Laststellung, Betondehnungen

Versuchsbalken SOV1 1.Laststellung

Hauptdehnungen des Betons  $F_{\max} = 650 \text{ kN}$

1. Zeile = Epsilon max in mm/m

2. Zeile = Epsilon min in mm/m

3. Zeile = Winkel zwischen Epsilon min und der Längsachse in Altgrad

		Belastungsgrad $F/F_{\max}$												
Schnitt	Lage	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.462
		1						2	1	3				3
1	HI UN	0.107	0.082	0.151	0.325	0.601	0.849	0.470	1.000	1.200	1.226	1.481	1.829	1.500
		-0.527	-0.519	-0.613	-0.684	-0.701	-0.788	-0.652	-0.911	-0.957	-1.114	-1.135	-1.377	-1.125
		0.542	8.071	17.011	26.287	31.521	32.743	21.453	30.758	32.032	31.641	32.345	33.854	33.461
2	HI MI	-0.002	-0.042	0.076	0.758	1.115	1.717	0.633	2.028	2.521	2.781	3.391	4.270	3.796
		-0.393	-0.485	-0.592	-0.437	-0.490	-0.526	-0.536	-0.753	-0.803	-0.867	-1.096	-1.373	-1.305
		0.073	4.486	18.486	12.178	18.703	24.399	11.516	28.101	29.293	30.375	31.926	34.211	35.640
3	HI OB	0.165	0.228	0.345	0.547	0.674	0.964	0.564	1.109	1.249	1.415	1.708	2.114	1.819
		-1.097	-1.289	-1.447	-1.604	-1.806	-1.960	-1.707	-2.172	-2.292	-2.440	-2.610	-2.869	-2.583
		12.917	16.389	20.599	22.500	23.023	24.510	21.323	25.568	26.887	27.209	28.817	30.666	30.116
3	HI UN	0.236	0.252	0.331	0.582	1.076	1.499	0.987	1.851	2.146	2.420	2.794	3.306	2.956
		-1.352	-1.388	-1.503	-1.776	-1.922	-2.010	-1.937	-2.301	-2.436	-2.581	-2.683	-2.853	-2.681
		11.490	14.079	17.573	21.640	23.609	25.286	21.197	25.963	26.555	28.026	29.166	30.559	29.937
4	HI OB	0.088	0.154	0.203	0.649	0.834	1.203	0.634	1.378	1.688	1.923	2.346	2.933	2.550
		-1.794	-1.897	-2.071	-2.445	-2.700	-2.915	-2.705	-3.341	-3.511	-3.766	-4.030	-4.467	-4.206
		6.538	8.873	12.291	17.020	20.125	22.136	18.825	23.462	24.488	25.561	26.818	28.187	28.059
4	HI UN	0.116	0.113	0.161	0.366	0.579	0.911	0.542	0.993	1.195	1.314	1.529	1.823	1.540
		-2.364	-2.404	-2.499	-2.518	-2.666	-2.745	-2.926	-3.129	-3.161	-3.321	-3.415	-3.680	-3.524
		6.312	8.396	10.485	14.616	17.479	19.758	14.961	20.129	21.784	22.920	23.024	24.962	23.156
5	HI MI	0.060	0.105	0.185	0.352	0.526	0.622	0.350	0.691	0.899	0.894	1.113	1.262	1.133
		-0.464	-0.552	-0.653	-0.832	-1.039	-1.133	-0.903	-1.336	-1.458	-1.615	-1.770	-1.942	-1.712
		5.826	12.677	18.763	24.416	26.525	28.051	24.409	29.014	31.158	30.384	30.957	33.671	34.636
6	HI UN	0.131	0.208	0.245	0.722	1.088	1.599	0.704	1.755	2.180	2.393	2.793	3.335	2.877
		-0.558	-0.581	-0.625	-0.618	-0.722	-0.811	-0.633	-0.926	-1.051	-1.152	-1.273	-1.535	-1.315
		1.708	11.380	20.029	24.829	31.023	34.241	19.949	34.335	36.085	36.227	36.932	38.750	39.039

Schnitt	Lage	Belastungsgrad $F/F_{\max}$		
		0.462	0.846	0.923
		4	1	
1	HI UN	1.477	1.906	2.041
		-1.202	-1.462	-1.561
		33.168	34.712	34.167
2	HI MI	3.725	4.915	5.514
		-1.373	-1.706	-1.873
		34.840	35.629	36.079
3	HI OB	1.702	2.265	2.560
		-2.632	-3.070	-3.279
		29.736	30.865	32.005
3	HI UN	2.837	3.727	4.055
		-2.698	-3.043	-3.219
		29.351	31.642	32.108
4	HI OB	2.483	3.232	3.593
		-4.261	-4.811	-5.140
		28.018	28.885	29.587
4	HI UN	1.445	1.890	2.102
		-3.591	-3.792	-3.972
		22.186	25.242	26.031
5	HI MI	1.130	1.441	1.736
		-1.728	-2.087	-2.252
		34.438	35.058	36.291
6	HI UN	2.757	3.585	3.851
		-1.370	-1.706	-1.810
		38.411	39.215	38.742

Anlage A6.5: Versuchsbalken SOV1, 1. Laststellung, Hauptdehnungen des Betons

Versuchsbalken SOV1 1.Laststellung

Durchbiegung in mm/m  $F_{\max} = 650 \text{ KN}$

Belastungsgrad $F/F_{\max}$													
Meßstelle	0.000	0.154	0.308	0.462	0.538	0.615	0.000	0.462	0.538	0.615	0.692	0.769	0.846
	1						2	1	1	3		1	
1	-2.395	-1.340	-0.325	0.855	1.670	2.660	-0.720	2.510	3.110	3.930	5.260	7.580	9.485
2	-4.290	-2.410	-0.575	1.705	3.335	5.345	-0.860	5.225	6.405	8.045	10.765	15.510	19.600
3	-5.670	-3.285	-0.890	2.065	4.170	6.910	-1.175	6.685	8.275	10.590	14.590	21.555	27.485
4	-5.770	-3.225	-0.655	2.465	4.675	7.545	-0.955	7.355	9.020	11.475	15.785	23.295	- - -
5	-5.385	-2.910	-0.450	2.525	4.630	7.310	-0.755	7.195	8.785	11.025	14.960	21.850	27.615
6	-4.290	-2.225	-0.245	2.160	3.840	5.860	-0.650	5.760	6.970	8.590	11.295	15.940	19.860
7	-2.300	-0.910	0.265	1.615	2.495	3.530	-0.330	3.360	4.005	4.825	6.170	8.400	10.300

Belastungsgrad $F/F_{\max}$						
Meßstelle	0.462	0.615	0.769	0.846	0.923	0.962
	2	4	2	1		
1	4.485	4.535	6.900	8.475	10.930	12.535
2	9.380	9.655	14.430	17.615	22.730	26.060
3	12.600	12.925	19.905	24.540	29.461	- - -
4	13.740	13.985	21.420	25.444	31.700	- - -
5	13.180	13.480	20.270	24.735	30.001	- - -
6	10.020	10.350	14.995	18.015	22.810	25.930
7	5.400	5.580	7.905	9.390	11.700	13.185

Anlage A6.6: Versuchsbalken SOV1, 1. Laststellung, Balken-  
durchbiegungen



Versuchsbalken SOV1 2.Laststellung

Längsstahldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$							
	0.000	0.200	0.400	0.600	0.700	0.800	0.900	1.000
1								
V/1	2.835	2.918	2.999	3.118	3.255	3.518	3.850	4.379
IX/1	-	-	-	-	-	-	-	-
XII/1	2.789	2.864	2.945	3.066	3.200	3.473	3.816	4.402
V/2	2.721	2.802	2.891	3.024	3.173	3.455	3.820	4.453
IX/2	2.715	2.795	2.887	3.030	3.183	3.502	3.945	4.795
XII/2	2.697	2.777	2.867	3.003	3.154	3.433	3.799	4.476
V/3	-	-	-	-	-	-	-	-
IX/3	2.561	2.650	2.729	2.873	3.034	3.319	3.675	4.216
XII/3	-	-	-	-	-	-	-	-
V/4	2.660	2.545	-0.021	-0.024	-0.026	-0.021	-0.020	-0.018
IX/4	-	-	-	-	-	-	-	-
XII/4	2.674	2.570	-0.024	-0.028	-0.033	-0.032	-0.034	-0.030
V/12	-1.738	-1.885	-1.855	-2.003	-2.076	-2.140	-2.204	-2.269
V/13	-1.684	-1.826	-1.797	-1.942	-2.015	-2.077	-2.142	-2.208
VII/12	-2.908	-3.128	-3.169	-3.401	-3.534	-3.656	-3.776	-3.915
VII/13	-3.932	-4.155	-4.196	-4.421	-4.545	-4.665	-4.783	-4.913
IX/12	-3.100	-3.413	-3.613	-4.012	-4.360	-4.833	-5.301	-
IX/13	-3.507	-3.836	-4.047	-4.467	-4.830	-5.335	-5.838	-
III/4	-1.688	-1.638	-1.586	-1.515	-1.498	-1.505	-1.536	-1.607
III/7	-1.253	-1.196	-1.147	-1.094	-1.094	-1.114	-1.153	-1.209
V/5	-1.388	-1.282	-1.172	-1.041	-0.997	-0.979	-0.991	-1.037
V/6	-1.403	-1.292	-1.180	-1.047	-1.006	-0.988	-1.002	-1.049
VII/4	-1.460	-1.317	-1.173	-0.955	-0.843	-0.779	-0.744	-0.737
VII/7	-1.157	-0.993	-0.839	-0.641	-0.590	-0.556	-0.542	-0.543
IX/5	-1.349	-1.114	-0.873	-0.580	-0.520	-0.497	-0.472	-0.426
IX/6	-1.255	-1.025	-0.794	-0.526	-0.475	-0.457	-0.438	-0.402
XII/4	-3.186	-3.046	-2.896	-2.672	-2.566	-2.528	-2.520	-2.573
XII/7	-2.314	-2.171	-2.008	-1.832	-1.791	-1.761	-1.759	-1.786

Bügeldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$							
	0.000	0.200	0.400	0.600	0.700	0.800	0.900	1.000
1								
I/1	0.429	0.531	0.741	0.909	0.990	1.080	1.163	1.252
I/2	0.461	0.548	0.753	0.921	1.003	1.090	1.171	1.256
I/3	-	-	-	-	-	-	-	-
II/1	0.489	0.578	0.724	0.861	0.933	1.011	1.083	1.163
II/2	0.495	0.582	0.732	0.886	0.965	1.052	1.133	1.220
II/3	0.425	0.480	0.647	0.822	0.912	1.001	1.080	1.160
III/1	0.336	0.418	0.613	0.773	0.849	0.929	1.002	1.081
III/2	0.434	0.541	0.812	1.022	1.123	1.227	1.327	1.429
III/3	-	-	-	-	-	-	-	-
IV/1	0.193	0.246	0.398	0.526	0.588	0.656	0.716	0.781
IV/2	0.114	0.168	0.324	0.489	0.560	0.636	0.702	0.773
IV/3	0.171	0.200	0.267	0.357	0.405	0.459	0.502	0.554
V/1	0.182	0.213	0.270	0.357	0.401	0.455	0.501	0.554
V/2	0.200	0.237	0.298	0.397	0.448	0.509	0.572	0.652
V/3	0.192	0.212	0.238	0.299	0.339	0.390	0.442	0.530
VII/1	0.109	0.202	0.405	0.608	0.718	0.866	1.087	1.572
VII/2	0.980	1.013	1.031	1.046	1.053	1.060	1.112	1.183
VII/3	0.232	0.240	0.300	0.550	0.671	0.738	0.808	0.989
XI/1	0.254	0.282	0.382	0.500	0.554	0.613	0.670	0.753
XI/2	0.313	0.371	0.539	0.753	0.854	0.945	1.025	1.142
XI/3	0.308	0.323	0.409	0.516	0.545	0.578	0.621	0.714
XII/1	0.261	0.367	0.611	0.811	0.900	0.997	1.096	1.217
XII/2	0.206	0.292	0.490	0.662	0.747	0.835	0.926	1.041
XII/3	0.366	0.412	0.583	0.762	0.844	0.935	1.036	1.179
XIII/1	0.355	0.482	0.669	0.838	0.918	1.009	1.104	1.226
XIII/2	-	-	-	-	-	-	-	-
XIII/3	0.377	0.416	0.561	0.739	0.823	0.912	0.999	1.102
XIV/1	0.029	0.131	0.235	0.373	0.437	0.510	0.587	0.678
XIV/2	0.239	0.282	0.372	0.493	0.551	0.615	0.680	0.765
XIV/3	0.259	0.281	0.404	0.561	0.633	0.708	0.781	0.871

Anlage A6.7: Versuchsbalken SOV1, 2. Laststellung, Längsstahl- und Bügeldehnungen

Versuchsbalken SOV1 2.Laststellung

Betonlängsdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$						
	0.000	0.400	0.600	0.700	0.800	0.900	0.950
IV/9	-1.661	-1.655	-1.750	-1.791	-1.793	-1.852	-1.864
XI/15	-2.805	-2.902	-3.034	-3.116	-3.189	-3.280	-3.323
III/6	-0.652	-0.225	-0.111	-0.089	0.032	-0.059	0.005
XII/21	-0.993	-0.977	-0.920	-1.014	-0.973	-0.961	-1.030
I/3	-0.618	-0.475	-0.498	-0.525	-0.511	-0.625	-0.570
IV/12	-1.752	-1.732	-1.745	-1.784	-1.761	-1.827	-1.845
XI/18	-3.180	-3.173	-3.216	-3.209	-3.170	-3.291	-3.280
XIV/24	-0.750	-0.091	0.064	0.107	0.184	0.207	0.232

Betonlängsdehnungen in mm/m auf der Balkenoberseite  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$						
	0.000	0.400	0.600	0.700	0.800	0.900	0.950
IV/25	-0.241	-0.239	-0.366	-0.420	-0.457	-0.525	-0.509
IV/26	-0.466	-0.482	-0.593	-0.641	-0.648	-0.707	-0.711
IV/27	-0.720	-0.757	-0.964	-1.007	-1.050	-1.134	-1.143
VI/28	-	-	-	-	-	-	-
VI/29	-0.080	-0.973	-1.468	-1.630	-1.761	-1.934	-2.020
VI/30	-1.345	-1.511	-1.789	-1.900	-2.030	-2.180	-2.207
VIII/31	-1.043	-1.259	-1.643	-1.743	-1.859	-2.059	-2.118
VIII/32	-0.789	-1.380	-1.661	-1.809	-1.936	-2.155	-2.193
VIII/33	-1.234	-1.464	-1.898	-2.107	-2.280	-2.532	-2.598
X/34	-3.573	-3.948	-4.352	-4.611	-4.950	-5.466	-5.616
X/35	0.000	-0.345	-0.682	-0.845	-1.032	-1.270	-1.298
X/36	0.000	-0.211	-0.534	-0.864	-1.327	-1.939	-2.175
XI/37	-0.561	-0.702	-0.911	-1.009	-1.014	-1.198	-1.216
XI/38	-0.648	-0.745	-0.916	-1.016	-1.007	-1.223	-1.173
XI/39	-0.493	-0.623	-0.768	-0.845	-0.886	-1.066	-1.007

Betonquerdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$						
	0.000	0.400	0.600	0.700	0.800	0.900	0.950
IV/7	0.318	0.482	0.470	0.527	0.675	0.611	0.632
XI/13	0.534	0.845	1.125	1.255	1.450	1.559	1.661
III/4	1.036	1.580	1.805	1.866	2.032	2.236	2.239
XII/19	-0.075	0.018	0.066	0.052	0.109	0.059	0.023
I/1	0.320	0.425	0.420	-	0.500	-	0.552
IV/10	0.886	1.098	1.180	1.298	1.330	1.370	1.264
XI/16	0.314	0.498	0.677	0.670	0.757	0.793	0.816
XIV/22	0.709	1.052	1.241	1.318	1.427	1.484	1.659

Anlage A6.8: Versuchsbalken SOV1, 2. Laststellung, Betondehnungen

Versuchsbalken SOV1 2.Laststellung

Hauptdehnungen des Betons  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

1.Zeile = Epsilon max in mm/m

2.Zeile = Epsilon min in mm/m

3.Zeile = Winkel zwischen Epsilon min und der Längsachse  
in Altgrad

Belastungsgrad  $F/F_{\max}$

Schnitt Lage 0.000 0.400 0.600 0.700 0.800 0.900 0.950

1	HI UN	0.552	0.939	1.063	- - -	1.221	- - -	1.474
		-0.850	-0.989	-1.141	- - -	-1.232	- - -	-1.492
		24.003	31.079	32.694	- - -	32.830	- - -	33.888
2	HI MI	1.312	2.576	3.101	3.308	3.611	3.874	3.964
		-0.928	-1.221	-1.407	-1.531	-1.547	-1.697	-1.720
		20.564	30.810	32.422	33.087	33.592	32.838	33.427
3	HI CB	0.797	1.167	1.214	1.364	1.538	1.566	1.631
		-2.140	-2.340	-2.494	-2.628	-2.656	-2.807	-2.863
		23.824	26.230	26.611	27.251	26.980	27.859	28.127
3	HI UN	1.457	1.905	2.138	2.326	2.444	2.547	2.445
		-2.323	-2.539	-2.703	-2.812	-2.875	-3.004	-3.026
		22.864	25.221	26.412	26.567	27.236	27.421	27.683
4	HI CB	1.316	2.218	2.879	3.243	3.616	3.971	4.272
		-3.587	-4.275	-4.788	-5.104	-5.355	-5.692	-5.934
		23.533	27.378	28.575	29.211	29.432	29.976	30.384
4	HI UN	0.712	1.085	1.442	1.546	1.706	1.901	1.987
		-3.578	-3.760	-3.981	-4.085	-4.119	-4.399	-4.451
		17.727	20.365	22.059	23.234	23.801	24.798	25.248
5	HI MI	0.258	0.751	1.087	1.129	1.343	1.505	1.506
		-1.326	-1.710	-1.941	-2.091	-2.207	-2.407	-2.513
		27.303	33.077	35.501	35.332	36.129	37.442	37.406
6	HI UN	0.946	2.288	2.903	3.147	3.411	3.704	4.020
		-0.987	-1.327	-1.598	-1.722	-1.800	-2.013	-2.129
		20.508	35.783	37.422	37.798	38.101	38.547	38.290

Anlage 6.9: Versuchsbalken SOV1, 2. Laststellung, Hauptdehnungen des Betons

Versuchsbalken SOV1 2.Laststellung

Betontrajektoriendehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$							
	0.000	0.400	0.600	0.700	0.800	0.900	0.950	
IV/8	-1.757	-1.977	-2.125	-2.257	-2.255	-2.427	-2.484	
XI/14	-2.930	-3.680	-4.175	-4.486	-4.709	-5.043	-5.284	
III/5	-0.545	-0.993	-1.193	-1.325	-1.345	-1.450	-1.491	
XII/20	-1.180	-1.605	-1.859	-2.000	-2.123	-2.339	-2.443	
I/2	-0.670	-0.877	-1.041	-1.148	-1.123	-1.270	-1.382	
IV/11	-1.786	-2.030	-2.211	-2.298	-2.380	-2.498	-2.541	
XI/17	-2.677	-2.918	-3.157	-3.311	-3.357	-3.648	-3.716	
XIV/23	-0.655	-1.234	-1.520	-1.645	-1.725	-1.941	-2.045	
I/40	-0.314	-0.464	-0.614	-0.682	-0.757	-0.868	-0.882	
II/41	-0.255	-0.382	-0.573	-0.666	-0.680	-0.830	-0.845	
III/42	-0.484	-0.698	-0.945	-1.048	-1.152	-1.316	-1.302	
IV/43	-0.541	-0.759	-0.934	-1.070	-1.148	-1.273	-1.311	
XI/44	-0.407	-0.750	-1.102	-1.309	-1.411	-1.632	-1.741	
XII/45	-0.593	-0.964	-1.270	-1.461	-1.541	-1.843	-1.930	
XIII/46	-0.575	-0.932	-1.230	-1.350	-1.436	-1.827	-1.807	
XIV/47	-0.489	-0.782	-1.025	-1.182	-1.241	-1.477	-1.564	
VII/48	0.000	-0.030	-0.123	-0.091	0.005	-0.134	-0.220	
VII/49	0.000	-0.148	-0.143	-0.186	-0.068	-0.236	-0.464	
V/50	-	-	-	-	-	-	-	
V/51	0.000	-0.034	-0.141	-0.280	-0.291	-0.448	-0.475	

Durchbiegung in mm/m  $F_{\max} = 500 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$							
	0.000	0.200	0.400	0.600	0.700	0.800	0.900	1.000
1	-	-	-	-	-	-	-	-
1	-0.620	0.540	1.150	2.310	3.205	4.620	6.330	- - -
2	-1.075	0.980	2.290	4.600	6.390	9.205	12.635	- - -
3	-	-	-	-	-	-	-	- - -
4	-1.115	2.050	4.330	8.155	11.395	16.840	23.630	- - -
5	-1.010	2.195	4.605	9.100	11.770	17.396	24.410	- - -
6	-1.000	1.640	3.565	6.620	9.200	13.475	18.730	- - -
7	-0.645	0.975	1.990	3.610	4.950	7.115	9.750	- - -

Anlage A6.10: Versuchsbalken SOV1, 2. Laststellung, Betondehnungen und Durchbiegung

Versuchsbalken SOV1 3. Laststellung

Längsstahldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 525 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$								
	0.000	0.381	0.476	0.571	0.667	0.762	0.857	0.952	0.952
	1								1
V/1	2.464	2.607	2.653	2.705	2.794	3.028	3.359	3.526	3.685
IX/1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
XII/1	2.559	2.696	2.740	2.789	2.878	3.098	3.379	3.528	3.674
V/2	2.527	2.680	2.730	2.793	2.903	3.161	3.510	3.707	3.878
IX/2	2.982	3.136	3.184	3.241	3.343	3.572	3.866	4.025	4.180
XII/2	2.554	2.704	2.752	2.808	2.909	3.137	3.426	3.581	3.732
V/3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IX/3	2.231	2.435	2.493	2.560	2.679	2.913	3.205	3.350	3.498
XII/3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
V/4	0.308	0.023	-0.018	-0.026	-0.025	-0.030	-0.038	-0.032	-0.025
IX/4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
XII/4	0.306	0.025	-0.019	-0.029	-0.030	-0.030	-0.032	-0.030	-0.030
V/12	-1.459	-1.975	-2.121	-2.286	-2.505	-2.840	-3.164	-3.212	-3.300
V/13	-1.390	-1.898	-2.048	-2.218	-2.437	-2.780	-3.115	-3.283	-3.907
VII/12	-2.829	-3.197	-3.332	-3.470	-3.612	-3.742	-3.864	-3.933	-3.993
VII/13	-3.842	-4.211	-4.342	-4.477	-4.612	-4.736	-4.856	-4.922	-4.980
IX/12	-3.979	-4.060	-4.118	-4.181	-4.251	-4.313	-4.370	-4.407	-4.441
IX/13	-4.754	-4.852	-4.916	-4.983	-5.056	-5.123	-5.187	-5.228	-5.266
III/4	-1.600	-1.267	-1.157	-1.030	-0.909	-0.887	-0.854	-0.810	-0.785
III/7	-1.180	-0.838	-0.735	-0.631	-0.593	-0.571	-0.540	-0.503	-0.481
V/5	-1.330	-0.919	-0.776	-0.546	-0.300	-0.252	-0.197	-0.143	-0.114
V/6	-1.346	-0.923	-0.773	-0.528	-0.286	-0.245	-0.193	-0.144	-0.118
VII/4	-1.364	-1.068	-0.978	-0.881	-0.775	-0.725	-0.711	-0.700	-0.696
VII/7	-1.121	-0.762	-0.665	-0.578	-0.530	-0.512	-0.501	-0.490	-0.485
IX/5	-1.282	-1.010	-0.940	-0.870	-0.815	-0.801	-0.806	-0.812	-0.817
IX/6	-1.195	-0.927	-0.859	-0.793	-0.743	-0.732	-0.737	-0.740	-0.744
XII/4	-3.102	-3.018	-2.990	-2.965	-2.948	-2.976	-3.026	-3.057	-3.086
XII/7	-2.233	-2.119	-2.090	-2.068	-2.063	-2.096	-2.145	-2.174	-2.200

Bügeldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 525 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$								
	0.000	0.381	0.476	0.571	0.667	0.762	0.857	0.952	0.952
	1								1
I/1	0.416	1.096	1.279	1.464	1.658	1.861	2.120	2.380	2.574
I/2	0.470	1.101	1.278	1.460	1.652	1.872	2.153	2.404	2.572
I/3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
II/1	0.480	0.996	1.143	1.300	1.468	1.662	1.891	2.053	2.144
II/2	0.481	0.996	1.153	1.315	1.482	1.682	1.945	2.200	2.384
II/3	0.415	0.965	1.143	1.327	1.507	1.702	1.937	2.106	2.220
III/1	0.326	0.655	0.749	0.848	0.970	1.107	1.277	1.486	1.628
III/2	0.448	0.815	0.920	1.030	1.155	1.303	1.434	1.545	1.632
III/3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IV/1	0.357	0.325	0.333	0.349	0.447	0.796	1.219	1.501	1.912
IV/2	0.350	0.321	0.327	0.339	0.458	1.128	1.649	1.935	2.336
IV/3	0.401	0.398	0.399	0.403	0.452	0.644	0.890	1.034	1.141
V/1	0.370	0.258	0.235	0.210	0.202	0.123	0.026	-0.027	-0.070
V/2	0.404	0.319	0.293	0.269	0.236	0.184	0.154	0.140	0.130
V/3	0.309	0.284	0.273	0.256	0.218	0.185	0.132	0.108	0.092
VII/1	0.268	0.352	0.377	0.427	0.469	0.540	0.626	0.688	0.712
VII/2	1.002	0.996	0.983	0.996	0.961	0.922	0.913	0.909	0.897
VII/3	0.425	0.413	0.401	0.380	0.331	0.269	0.254	0.253	0.248
XI/1	0.151	0.192	0.207	0.229	0.250	0.271	0.293	0.304	0.312
XI/2	0.260	0.365	0.400	0.442	0.483	0.518	0.552	0.572	0.584
XI/3	0.274	0.327	0.352	0.382	0.415	0.445	0.472	0.488	0.498
XII/1	0.266	0.399	0.448	0.495	0.540	0.580	0.617	0.636	0.651
XII/2	0.189	0.297	0.335	0.371	0.407	0.439	0.468	0.485	0.498
XII/3	0.377	0.450	0.487	0.527	0.566	0.599	0.627	0.642	0.654
XIII/1	0.360	0.502	0.544	0.584	0.621	0.656	0.688	0.705	0.719
XIII/2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
XIII/3	0.363	0.412	0.443	0.477	0.510	0.539	0.565	0.580	0.588
XIV/1	-0.014	0.085	0.112	0.140	0.168	0.194	0.220	0.235	0.246
XIV/2	0.194	0.250	0.272	0.295	0.317	0.338	0.358	0.369	0.377
XIV/3	0.228	0.264	0.292	0.321	0.351	0.376	0.398	0.410	0.418

**Anlage A6.11: Versuchsbalken SOV1, 3. Laststellung, Längsstahl und Bügeldehnungen**

Versuchsbalken SOV1 3.Laststellung

Betontrajektoriendehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 525 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$									
	0.000	0.381	0.476	0.571	0.667	0.762	0.857	0.952	0.952	
	1									1
I/40	-0.318	-0.645	-0.759	-0.891	-1.077	-1.248	-1.441	-1.650	-1.886	
II/41	-0.259	-0.316	-0.759	-0.857	-1.036	-1.173	-1.311	-1.468	-1.586	
III/42	-0.473	-0.902	-1.030	-1.189	-1.389	-1.527	-1.730	-1.932	-2.225	
IV/43	-0.484	-0.961	-0.780	-0.832	-0.957	-0.395	1.245	2.370	3.589	
IV/8	-1.723	-2.061	-2.152	-2.270	-2.377	-2.616	-2.580	-2.623	-2.830	
III/5	-0.652	-1.489	-1.709	-1.920	-2.164	-2.670	-3.173	-	-	-
I/2	-0.725	-1.150	-1.332	-1.448	-1.550	-1.666	-1.886	-2.195	-2.380	
IV/11	-1.720	-1.973	-2.227	-2.214	-2.073	-0.593	4.107	-	-	-

Anlage A6.12: Versuchsbalken SOV1, 3. Laststellung, Betondehnungen und Durchbiegungen

Versuchsbalken SOV2 1. Laststellung

Belastung und Schnittkräfte in MN/m  $F_{max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{max}$										
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
1											
Fl/F2	0.000	0.100	0.199	0.298	0.398	0.497	0.546	0.646	0.695	0.795	0.844
F3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
A1	0.007	0.047	0.067	0.088	0.108	0.129	0.139	0.160	0.171	0.190	0.198
A2	0.008	0.046	0.065	0.087	0.108	0.129	0.140	0.163	0.157	0.174	0.181
C3	0.007	0.043	0.062	0.082	0.102	0.120	0.130	0.149	0.152	0.166	0.173
C4	0.008	0.046	0.065	0.088	0.110	0.132	0.144	0.169	0.170	0.189	0.197
QA	0.000	0.091	0.130	0.173	0.214	0.255	0.277	0.321	0.325	0.360	0.375
QC	0.000	0.091	0.130	0.173	0.214	0.255	0.277	0.321	0.325	0.360	0.375
QBA	0.000	0.009	0.070	0.126	0.184	0.242	0.270	0.326	0.370	0.436	0.470
QBC	0.000	0.009	0.070	0.126	0.184	0.242	0.270	0.326	0.370	0.436	0.470
B	0.000	0.018	0.139	0.251	0.368	0.484	0.539	0.651	0.740	0.871	0.939
M1	0.000	0.150	0.214	0.285	0.353	0.421	0.456	0.529	0.536	0.593	0.618
M2	0.000	0.150	0.214	0.285	0.353	0.421	0.456	0.529	0.536	0.593	0.618
MS	0.000	0.132	0.075	0.034	-0.015	-0.063	-0.083	-0.122	-0.204	-0.278	-0.321

Längsstahldehnungen in mm/m  $F_{max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{max}$										
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
1											
2	-0.261	-0.386	-0.509	-0.609	-0.736	-0.930	-1.035	-1.290	-1.453	-1.818	-1.981
3	-0.432	-0.346	-0.281	-0.215	-0.143	-0.066	-0.024	0.086	-0.012	0.014	0.028
4	-0.467	-0.363	-0.288	-0.212	-0.131	-0.046	-0.001	0.067	-0.059	-0.038	-0.030
5	-0.417	-0.325	-0.259	-0.193	-0.120	-0.044	0.001	0.061	-0.059	-0.039	-0.030
6	-0.643	-0.710	-0.664	-0.616	-0.563	-0.506	-0.484	-0.432	-0.541	-0.406	-0.350
7	-0.641	-0.705	-0.660	-0.614	-0.563	-0.507	-0.485	-0.434	-0.537	-0.402	-0.345
8	-0.637	-0.703	-0.656	-0.608	-0.554	-0.493	-0.470	-0.413	-0.520	-0.374	-0.318
9	-0.294	-0.246	-0.289	-0.333	-0.393	-0.489	-0.527	-0.644	-0.794	-1.061	-1.182
10	-0.234	-0.348	-0.449	-0.533	-0.637	-0.798	-0.882	-1.104	-1.307	-1.594	-1.706
11	-0.528	-0.411	-0.328	-0.248	-0.159	-0.054	-0.004	0.083	-0.052	-0.019	-0.003
12	-0.484	-0.379	-0.302	-0.227	-0.144	-0.047	0.002	0.092	-0.019	0.006	0.018
MQ8/1	-0.478	-0.383	-0.311	-0.241	-0.164	-0.074	-0.029	0.076	-0.030	0.000	0.014
MQ11/1	2.054	1.986	1.960	1.950	1.930	1.907	1.897	1.889	1.758	1.771	1.782
MQ4/2	1.988	1.922	1.892	1.877	1.860	1.841	1.830	1.817	1.693	1.702	1.715
MQ7/2	2.081	2.002	1.963	1.941	1.916	1.880	1.862	1.833	1.698	1.703	1.709
MQ8/2	2.056	1.987	1.958	1.945	1.931	1.908	1.899	1.887	1.752	1.754	1.762
MQ4/3	2.132	2.065	2.038	2.024	2.004	1.980	1.966	1.954	1.816	1.828	1.835
MQ6/3	2.037	1.974	1.948	1.938	1.926	1.907	1.901	1.898	1.765	1.779	1.790
MQ9/3	1.984	1.922	1.896	1.882	1.864	1.839	1.827	1.807	1.674	1.675	1.685
MQ6/4	1.979	1.917	1.893	1.878	1.860	1.831	1.818	1.799	1.666	1.669	1.674
MQ9/4	2.065	1.993	1.963	1.949	1.933	1.910	1.868	1.823	1.785	1.744	1.761
MQ11/4	2.091	2.021	1.990	1.975	1.957	1.938	1.898	1.857	1.816	1.776	1.792
MQ3/5	2.146	2.073	2.000	1.980	1.960	1.935	1.876	1.817	1.758	1.700	1.712
MQ7/5	1.598	1.639	1.646	1.660	1.670	1.681	1.706	1.732	1.757	1.783	1.851
MQ13/5	1.543	1.583	1.590	1.603	1.615	1.624	1.648	1.672	1.697	1.721	1.784
MQ3/6	1.639	1.682	1.689	1.700	1.711	1.724	1.751	1.778	1.806	1.833	1.900
MQ7/6	1.356	1.394	1.399	1.411	1.420	1.428	1.494	1.521	1.474	1.524	1.585
MQ12/6	1.304	1.346	1.356	1.371	1.383	1.395	1.424	1.453	1.483	1.512	1.580
MQ2/7	1.299	1.340	1.346	1.355	1.364	1.373	1.387	1.402	1.417	1.432	1.484
MQ7/7	1.474	1.508	1.514	1.526	1.537	1.545	1.571	1.597	1.623	1.649	1.715
MQ12/7	1.468	1.508	1.515	1.528	1.540	1.548	1.562	1.603	1.530	1.663	1.727
	1.447	1.493	1.503	1.515	1.527	1.538	1.551	1.593	1.529	1.666	1.730

Anlage A6.13: Versuchsbalken SOV2, 1. Laststellung, Schnittkräfte und Längsstahldehnungen

Versuchsbalken SOV2 1. Laststellung

Bügeldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$									
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942 1.000
	1									
MQ1/1	0.022	0.014	0.011	0.011	0.013	0.020	0.028	0.033	0.014	0.388 0.460
MQ1/2	0.043	0.036	0.037	0.039	0.048	0.078	0.106	0.674	0.761	0.854 0.891
MQ1/3	0.020	0.016	0.016	0.019	0.025	0.054	0.074	0.179	0.227	0.315 0.340
MQ2/1	0.030	0.037	0.048	0.060	0.079	0.129	0.341	0.543	0.597	0.728 0.766
MQ2/2	0.044	0.035	0.033	0.033	0.043	0.117	0.188	0.707	0.722	0.783 0.813
MQ2/3	0.024	0.016	0.015	0.018	0.029	0.057	0.211	0.385	0.426	0.546 0.584
MQ3/1	0.043	0.026	0.017	0.008	0.003	0.021	0.051	0.204	0.195	0.281 0.316
MQ3/2	0.057	0.033	0.013	0.000	-0.012	0.001	0.017	0.057	0.021	0.216 0.587
MQ3/3	0.044	0.012	-0.015	-0.036	-0.056	-0.050	-0.034	0.052	0.068	0.191 0.275
MQ4/1	0.048	-0.070	0.062	0.075	0.092	0.161	0.190	0.313	0.523	0.716 0.818
MQ4/2	0.068	-0.064	0.051	0.049	0.054	0.093	0.085	0.631	0.758	0.980 1.074
MQ4/3	0.066	-0.060	0.068	0.075	0.086	0.144	0.500	0.807	0.867	1.120 1.259
MQ5/1	0.029	-0.086	0.039	0.049	0.066	0.116	0.374	0.706	0.782	0.934 1.045
MQ5/2	0.036	-0.094	0.020	0.018	0.030	0.363	0.628	0.825	1.034	1.246 1.383
MQ5/3	0.051	-0.075	0.036	0.031	0.030	0.066	0.140	0.257	0.341	0.871 0.973
MQ6/1	0.057	-0.059	0.068	0.079	0.091	0.121	0.143	0.661	0.902	1.159 1.305
MQ6/2	0.044	-0.077	0.060	0.078	0.106	0.173	0.213	0.468	0.538	0.850 0.967
MQ6/3	0.072	-0.046	0.088	0.103	0.122	0.174	0.213	0.489	0.826	1.245 1.408
MQ7/1	0.072	-0.042	0.089	0.103	0.123	0.173	0.231	0.531	0.725	0.955 1.086
MQ10/3	0.024	0.021	0.008	0.002	0.004	0.020	0.249	0.519	0.748	1.350 1.497
MQ11/1	0.055	0.057	0.052	0.048	0.049	0.094	0.549	0.851	0.955	1.226 1.365
MQ11/2	0.083	0.073	0.065	0.058	0.055	0.066	0.069	0.042	0.244	1.108 1.176
MQ11/3	0.060	0.050	0.039	0.029	0.024	0.036	0.346	0.665	0.811	0.849 0.904
MQ12/1	0.046	0.019	-0.006	-0.031	-0.055	-0.054	-0.056	0.130	0.252	0.502 0.579
MQ12/2	0.036	0.001	-0.029	-0.055	-0.079	-0.090	-0.096	-0.048	0.055	0.847 1.025
MQ12/3	0.035	0.000	-0.031	-0.059	-0.087	-0.104	-0.117	-0.034	-0.005	0.021 0.032
MQ13/1	0.011	0.031	0.045	0.062	0.082	1.660	2.021	2.480	2.806	- - -
MQ13/2	0.014	0.024	0.031	0.040	0.058	0.064	0.073	0.841	0.982	1.185 1.241
MQ13/3	0.001	0.015	0.026	0.041	0.062	0.090	0.112	0.115	0.099	1.544 1.668
MQ14/1	0.009	0.023	0.033	0.045	0.058	0.063	0.067	0.088	0.049	0.072 0.115
MQ14/2	0.037	0.046	0.056	0.066	0.080	1.307	1.556	2.060	2.203	2.463 2.490
MQ14/3	0.018	0.030	0.040	0.052	0.070	0.064	0.072	0.116	0.105	0.225 1.401

Anlage A6.14: Versuchsbalken SOV2, 1. Laststellung, Bügeldehnungen



Versuchsbalken SOV2 1.Laststellung

Betonlängsdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$										
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
1											
MQ4/12	-0.177	-0.254	-0.308	-0.336	-0.379	-0.383	-0.361	-0.540	-0.379	0.156	0.349
MQ11/33	-0.222	-0.265	-0.331	-0.354	-0.376	-0.454	-0.476	-0.542	-0.780	-0.753	-0.728
MQ2/6	-0.320	-0.349	-0.345	-0.349	-0.413	-0.465	-0.454	-0.583	-0.658	-0.855	-0.921
MQ3/9	-0.834	-0.905	-0.934	-0.973	-0.977	-0.975	-0.923	-0.998	-1.118	-1.052	-0.968
MQ5/15	-0.197	-0.238	-0.265	-0.304	-0.331	-0.383	-0.327	-0.463	-0.662	-0.088	0.036
MQ6/18	-0.302	-0.340	-0.290	-0.354	-0.356	-0.370	-0.315	-0.435	-0.658	-0.703	-0.771
MQ9/27	-0.297	-0.324	-0.390	-0.331	-0.363	-0.381	-0.395	-0.447	-0.587	-0.485	-0.512
MQ10/30	-0.220	-0.229	-0.272	-0.259	-0.286	-0.281	-0.313	-0.444	-0.653	-0.444	-0.397
MQ12/36	-2.032	-2.100	-2.098	-2.073	-2.170	-2.227	-2.195	-1.404	-1.166	-1.093	-0.932
MQ13/39	-0.283	-0.306	-0.333	-0.340	-0.370	-0.503	-0.490	-0.633	-0.798	-0.231	-0.215
MQ1/3	-0.222	-0.259	-0.272	-0.263	-0.295	-0.240	-0.215	0.023	-0.041	0.075	0.041
MQ7/21	-0.585	-0.603	-0.669	-0.658	-0.701	-0.721	-0.687	-0.728	-1.166	-1.218	-1.331
MQ8/24	-0.417	-0.469	-0.469	-0.474	-0.476	-0.510	-0.508	-0.395	-0.590	-0.603	-0.574
MQ14/42	-0.290	-0.236	-0.283	-0.279	-0.263	0.739	1.141	1.485	1.549	1.517	1.587

Betonlängsdehnungen in mm/m auf der Balkenoberseite  $F_{\max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$										
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
1											
43	-0.315	-0.444	-0.517	-0.524	-0.605	-0.689	-0.755	-0.896	-1.050	-1.138	-1.206
44	-0.295	-0.399	-0.537	-0.585	-0.689	-0.828	-0.785	-1.057	-1.302	-1.522	-1.605
45	-0.333	-0.463	-0.610	-0.703	-0.805	-0.918	-0.982	-1.227	-1.460	-1.712	-1.875
46	-0.379	-0.522	-0.689	-0.760	-0.855	-1.045	-1.127	-1.472	-1.819	-2.150	-2.331
47	-0.322	-0.463	-0.599	-0.649	-0.685	-0.814	-0.961	-1.107	-1.288	-1.367	-1.433
48	-0.190	-0.329	-0.379	-0.413	-0.474	-0.531	-0.537	-0.637	-0.696	-0.717	-0.667
49	-0.202	-0.290	-0.354	-0.376	-0.433	-0.506	-0.565	-0.626	-0.789	-0.787	-0.794
50	-0.270	-0.381	-0.492	-0.556	-0.653	-0.791	-0.850	-1.082	-1.270	-1.397	-1.469
51	-0.281	-0.485	-0.599	-0.671	-0.794	-0.930	-1.050	-1.313	-1.683	-2.023	-2.168
52	-0.299	-0.435	-0.569	-0.637	-0.771	-0.866	-0.948	-1.277	-1.592	-1.989	-2.150
53	-0.327	-0.442	-0.556	-0.658	-0.773	-0.916	-0.909	-1.170	-1.365	-1.596	-1.662
54	-0.320	-0.399	-0.556	-0.592	-0.726	-0.841	-0.907	-0.995	-1.179	-1.220	-1.263

Betonquerdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$										
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
1											
MQ4/10	0.061	0.014	0.057	0.000	0.036	0.054	0.095	0.014	0.546	0.943	1.054
MQ11/31	-0.020	0.018	-0.025	-0.045	-0.054	-0.025	0.324	0.621	0.651	0.871	0.964
MQ2/4	-0.002	-0.045	-0.068	-0.068	-0.039	-0.027	-0.011	-0.095	-0.186	-0.170	-0.175
MQ3/7	-0.109	-0.138	-0.163	-0.172	-0.163	-0.134	-0.032	0.209	0.209	0.376	0.474
MQ5/13	0.041	0.005	0.050	0.011	0.052	-0.002	-0.011	-0.011	-0.129	0.372	0.467
MQ6/16	-0.005	0.034	0.032	0.059	0.036	0.066	0.270	0.755	0.766	1.070	1.197
MQ9/25	0.014	0.107	0.050	0.059	0.116	0.116	0.270	0.719	1.111	1.839	2.070
MQ10/28	0.141	0.111	0.111	0.118	0.098	0.068	0.122	0.029	-0.050	0.673	0.828
MQ12/34	0.095	0.068	0.077	0.082	0.088	0.122	0.188	1.810	2.061	2.118	2.252
MQ13/37	-0.057	-0.102	-0.091	0.002	0.016	0.025	0.066	0.039	-0.009	1.828	2.036
MQ1/1	0.061	0.034	0.036	0.032	0.032	0.073	0.048	0.481	0.481	0.562	0.558
MQ7/19	0.048	0.020	0.014	0.036	0.034	0.054	0.134	0.755	0.993	1.351	1.476
MQ8/22	0.068	0.052	0.032	0.045	0.036	0.045	0.161	1.122	1.313	1.490	1.612
MQ14/40	-0.025	-0.036	-0.011	0.016	-0.016	1.311	1.705	2.277	2.503	2.726	2.769

**Anlage A6.15: Versuchsbalken SOV2, 1. Laststellung Betondehnungen**

Versuchsbalken SOV2 1.Laststellung

Betontrajektoriendehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$										
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
	1										
MQ4/11	-0.059	-0.043	-0.204	-0.213	-0.349	-0.395	-0.456	-0.585	-0.859	-1.206	-1.351
MQ11/32	0.009	0.002	-0.098	-0.118	-0.254	-0.336	-0.404	-0.515	-0.780	-1.109	-1.358
MQ2/5	-0.138	-0.236	-0.302	-0.363	-0.399	-0.444	-0.508	-0.653	-0.807	-0.934	-0.993
MQ3/8	-0.605	-0.739	-0.785	-0.848	-0.930	-1.073	-1.109	-1.317	-1.472	-1.624	-1.712
MQ5/14	-0.032	-0.077	-0.200	-0.265	-0.311	-0.401	-0.435	-0.599	-0.825	-1.016	-1.127
MQ6/17	-0.159	-0.200	-0.238	-0.306	-0.395	-0.451	-0.483	-0.635	-0.961	-1.256	-1.327
MQ9/26	-0.063	-0.098	-0.247	-0.247	-0.299	-0.361	-0.333	-0.404	-0.644	-0.776	-0.923
MQ10/29	-0.043	-0.134	-0.229	-0.231	-0.347	-0.444	-0.467	-0.651	-0.878	-1.086	-1.186
MQ12/35	-1.293	-1.465	-1.569	-1.574	-1.723	-1.821	-1.844	-2.166	-2.374	-2.503	-2.590
MQ13/38	-0.281	-0.376	-0.435	-0.465	-0.551	-0.639	-0.680	-0.782	-0.957	-1.086	-1.181
MQ1/2	-0.179	-0.238	-0.313	-0.345	-0.365	-0.440	-0.444	-0.669	-0.757	-0.805	-0.844
MQ7/20	-0.161	-0.200	-0.245	-0.299	-0.370	-0.449	-0.472	-0.569	-0.778	-0.966	-1.063
MQ8/23	-0.177	-0.224	-0.304	-0.329	-0.404	-0.454	-0.488	-0.596	-0.805	-1.043	-1.200
MQ14/41	-0.154	-0.245	-0.254	-0.333	-0.351	-0.342	-0.372	-0.254	-	-	-

Durchbiegung in mm/m  $F_{\max} = 844 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$										
	0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
	1										
1	-0.230	0.455	0.755	0.980	1.195	1.460	1.620	1.985	2.140	2.675	2.905
2	-0.505	0.640	1.135	1.525	1.930	2.455	2.790	3.630	4.090	5.300	5.825
3	-0.745	0.755	1.370	1.845	2.330	2.990	3.395	4.440	5.105	6.780	7.515
4	-0.965	0.765	1.345	1.780	2.215	2.800	3.155	4.070	4.600	5.885	6.420
5	-1.235	0.650	1.145	1.485	1.820	2.230	2.435	3.015	3.490	4.200	4.485
6	-1.685	0.195	0.685	1.025	1.335	1.775	1.970	2.625	2.995	3.850	4.200
7	-1.470	0.225	0.795	1.195	1.625	2.280	2.695	3.745	4.325	5.915	6.600
8	-1.225	0.315	0.935	1.415	1.900	2.680	3.140	4.325	5.215	7.370	8.290
9	-0.900	0.315	0.830	1.215	1.620	2.305	2.675	3.690	4.325	5.970	6.675
10	-0.325	0.405	0.700	0.955	1.180	1.550	1.740	2.160	2.390	3.075	3.430

**Anlage A6.16: Versuchsbalken SOV2, 1. Laststellung Betondehnungen und Durchbiegungen**

Versuchsbalken SOV2 1. Laststellung

Hauptdehnungen des Betons  $F_{\max} = 844 \text{ kN}$  1. Zeile = Epsilon max in mm/m  
2. Zeile = Epsilon min in mm/m  
3. Zeile = Winkel zwischen Epsilon min und der Längsachse  
in Altgrad

Schnitt	Lage	Belastungsgrad $F/F_{\max}$										
		0.000	0.118	0.235	0.359	0.471	0.588	0.647	0.765	0.824	0.942	1.000
		1										
1	HI UN	0.092	0.080	0.130	0.157	0.154	0.306	0.300	1.201	1.231	1.468	1.472
		-0.253	-0.305	-0.366	-0.388	-0.417	-0.473	-0.467	-0.697	-0.791	-0.831	-0.873
		17.421	20.293	25.850	28.636	27.500	33.149	34.980	38.018	37.521	38.886	38.631
2	HI MI	-0.000	-0.040	-0.038	0.000	0.029	0.049	0.121	0.059	0.030	0.031	0.033
		-0.322	-0.354	-0.375	-0.417	-0.481	-0.541	-0.586	-0.737	-0.874	-1.056	-1.129
		-4.115	7.195	17.294	23.859	21.386	21.059	25.600	26.075	29.246	25.452	25.015
3	HI MI	-0.085	-0.081	-0.096	-0.086	-0.027	0.113	0.295	0.708	0.760	1.133	1.386
		-0.858	-0.962	-1.001	-1.059	-1.113	-1.222	-1.250	-1.497	-1.669	-1.809	-1.880
		10.109	14.780	15.764	17.262	20.747	25.479	27.399	28.404	28.446	30.480	31.898
4	HI OE	0.061	0.035	0.073	0.006	0.102	0.153	0.262	0.162	1.133	2.349	2.784
		-0.177	-0.275	-0.324	-0.342	-0.445	-0.482	-0.528	-0.688	-0.966	-1.250	-1.381
		0.241	-14.941	11.637	7.498	20.272	23.265	27.391	24.648	31.931	38.683	40.127
5	HI MI	0.050	0.011	0.075	0.051	0.118	0.090	0.140	0.190	0.110	1.323	1.647
		-0.206	-0.244	-0.290	-0.344	-0.397	-0.475	-0.478	-0.664	-0.901	-1.039	-1.144
		-10.567	-9.005	15.213	18.479	20.923	23.791	29.645	29.012	29.090	39.383	40.557
6	HI MI	-0.005	0.040	0.065	0.113	0.146	0.218	0.523	1.153	1.294	1.874	2.041
		-0.302	-0.346	-0.323	-0.408	-0.466	-0.522	-0.568	-0.833	-1.186	-1.507	-1.615
		1.061	7.054	17.049	18.754	25.085	26.952	28.789	26.594	27.476	29.187	28.711
7	HI UN	0.066	0.033	0.024	0.036	0.036	0.071	0.178	0.956	1.195	1.715	1.878
		-0.603	-0.616	-0.679	-0.658	-0.703	-0.738	-0.731	-0.929	-1.368	-1.582	-1.733
		-9.380	-8.185	-6.791	-0.990	2.836	8.299	12.733	19.076	16.321	19.396	19.487
8	HI UN	0.068	0.052	0.046	0.069	0.095	0.123	0.286	1.587	1.867	2.261	2.556
		-0.417	-0.469	-0.483	-0.498	-0.535	-0.588	-0.633	-0.860	-1.144	-1.374	-1.518
		0.295	1.703	9.423	11.904	17.853	19.298	21.617	25.837	25.398	27.427	28.775
9	HI MI	0.033	0.107	0.063	0.088	0.173	0.205	0.366	0.931	1.504	2.537	2.915
		-0.316	-0.324	-0.403	-0.360	-0.420	-0.470	-0.491	-0.659	-0.980	-1.183	-1.357
		-13.393	-1.395	9.645	14.825	18.117	21.300	19.565	21.404	23.430	25.675	26.409
10	HI MI	0.141	0.127	0.162	0.177	0.224	0.273	0.335	0.295	0.255	1.439	1.745
		-0.220	-0.245	-0.323	-0.318	-0.412	-0.486	-0.526	-0.710	-0.958	-1.210	-1.314
		0.555	11.903	18.896	20.207	26.403	31.330	29.826	30.965	30.101	32.526	33.197
11	HI OE	3.044	0.066	-0.005	-0.025	-0.049	-0.004	0.441	0.843	0.947	1.482	1.819
		-0.286	-0.313	-0.351	-0.374	-0.381	-0.475	-0.593	-0.764	-1.076	-1.364	-1.583
		-26.078	-20.785	-13.802	-13.906	6.808	12.111	19.676	21.819	22.500	27.596	30.090
12	HI MI	0.143	0.157	0.212	0.227	0.278	0.351	0.455	3.066	3.698	3.929	4.279
		-2.080	-2.189	-2.233	-2.218	-2.360	-2.456	-2.462	-2.660	-2.803	-2.904	-2.959
		8.484	11.250	13.592	14.115	15.568	16.599	17.600	27.925	30.118	30.984	31.951
13	HI MI	-0.012	-0.004	0.042	0.173	0.244	0.240	0.332	0.293	0.276	2.946	3.286
		-0.328	-0.404	-0.466	-0.511	-0.598	-0.718	-0.756	-0.887	-1.083	-1.349	-1.465
		22.244	29.666	30.758	29.992	31.352	28.288	29.644	27.643	27.261	30.676	30.857
14	HI UN	-0.025	0.012	0.026	0.118	0.105	2.422	3.240	4.052	-	-	-
		-0.290	-0.284	-0.320	-0.381	-0.384	-0.372	-0.394	-0.290	-	-	-
		-0.757	23.733	19.097	26.898	29.859	39.092	40.536	39.746	-	-	-

Anlage A6.17: Versuchsbalken SOV2, 1. Laststellung, Beton-  
hauptdehnungen

Versuchsbalken SOV2 2.Laststellung

Belastung und Schnittkräfte in MN/Mm  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$					
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957	0.978
	2	2	1			
Fl/F2	0.000	0.530	0.662	0.695	0.728	0.745
F3	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
A1	0.009	0.129	0.144	0.149	0.154	0.158
A2	0.007	0.114	0.128	0.132	0.135	0.138
C3	0.007	0.169	0.196	0.204	0.214	0.220
C4	0.008	0.181	0.208	0.215	0.222	0.227
CA	0.000	0.240	0.268	0.276	0.285	0.292
QC	0.000	0.353	0.408	0.424	0.440	0.456
QBA	0.000	0.290	0.394	0.419	0.443	0.453
QBC	0.000	0.442	0.585	0.619	0.652	0.667
B	0.000	0.732	0.979	1.037	1.095	1.120
M1	0.000	0.397	0.442	0.456	0.471	0.482
M2	0.000	0.635	0.735	0.763	0.792	0.811
MS	0.000	-0.183	-0.347	-0.382	-0.415	-0.423

Längsstahldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$					
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957	0.978
	2	2	1			
1	-0.786	-2.388	-2.462	-2.502	-2.524	-2.541
2	-0.519	-0.042	-0.026	-0.027	-0.032	-0.036
3	-0.556	-0.102	-0.089	-0.089	-0.091	-0.094
4	-0.496	-0.071	-0.056	-0.055	-0.057	-0.058
5	-0.863	-0.427	-0.205	-0.163	-0.126	-0.111
6	-0.851	-0.433	-0.264	-0.229	-0.202	-0.193
7	-0.852	-0.374	-0.220	-0.191	-0.172	-0.165
8	-0.471	-1.397	-1.685	-1.802	-1.907	-1.995
9	-0.633	-2.018	-2.304	-2.412	-2.511	-2.575
10	-0.618	0.001	0.033	0.046	0.052	0.057
11	-0.566	0.042	0.078	0.093	0.102	0.108
12	-0.560	0.086	0.129	0.150	0.163	0.175
MQ8/1	1.804	1.677	1.728	1.734	1.752	1.759
MQ11/1	1.739	1.606	1.657	1.664	1.682	1.687
MQ4/2	1.810	1.677	1.755	1.778	1.807	1.819
MQ7/2	1.796	1.712	1.770	1.783	1.806	1.816
MQ8/2	1.869	1.786	1.851	1.868	1.892	1.904
MQ4/3	1.783	1.704	1.763	1.778	1.800	1.811
MQ6/3	1.735	1.636	1.700	1.716	1.740	1.752
MQ9/3	1.732	1.618	1.675	1.691	1.714	1.725
MQ6/4	1.700	1.653	1.707	1.716	1.738	1.746
MQ9/4	1.725	1.685	1.739	1.747	1.767	1.775
MQ11/4	1.625	1.576	1.620	1.630	1.650	1.656
MQ3/5	1.394	1.790	1.988	2.058	2.138	2.199
MQ7/5	1.339	1.735	1.931	1.998	2.076	2.139
MQ13/5	1.460	1.867	2.067	2.140	2.222	2.288
MQ3/6	1.382	1.566	1.766	1.837	1.919	1.982
MQ7/6	1.132	1.536	1.739	1.811	1.894	1.958
MQ12/6	1.117	1.422	1.574	1.631	1.697	1.749
MQ2/7	1.281	1.660	1.859	1.928	2.009	2.072
MQ7/7	1.319	1.677	1.876	1.945	2.027	2.091
MQ12/7	1.306	1.680	1.883	1.964	2.059	2.134

Anlage A6.18: Versuchsbalken SOV2, 2. Laststellung, Schnittkräfte und Längsstahldehnungen

Versuchsbalken SOV2 2.Laststellung

Bügeldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$					
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957	0.978
	2	2	1			
MQ1/1	-0.013	0.459	0.487	0.495	0.501	0.507
MQ1/2	0.299	0.755	0.793	0.805	0.812	0.818
MQ1/3	0.062	0.355	0.374	0.380	0.383	0.387
MQ2/1	0.205	0.640	0.678	0.690	0.700	0.709
MQ2/2	0.270	0.732	0.783	0.797	0.811	0.821
MQ2/3	0.157	0.564	0.598	0.610	0.619	0.626
MQ3/1	0.125	0.233	0.225	0.221	0.220	0.219
MQ3/2	0.020	0.395	0.405	0.404	0.403	0.403
MQ3/3	0.064	0.157	0.159	0.157	0.157	0.156
MQ4/1	0.140	0.700	0.856	0.819	0.852	0.880
MQ4/2	0.143	0.698	0.874	0.841	0.873	0.899
MQ4/3	0.186	0.867	1.091	1.075	1.121	1.153
MQ5/1	0.239	0.936	1.151	1.127	1.172	1.203
MQ5/2	0.173	1.124	1.383	1.369	1.422	1.457
MQ5/3	0.123	0.762	0.950	0.913	0.952	0.980
MQ6/1	0.201	1.108	1.374	1.356	1.408	1.442
MQ6/2	0.134	0.889	1.079	1.043	1.077	1.103
MQ6/3	0.153	1.209	1.495	1.483	1.540	1.574
MQ7/1	0.191	0.992	1.202	1.170	1.206	1.235
MQ7/2	- - -	0.723	0.897	0.936	0.972	0.987
MQ7/3	- - -	1.000	1.224	1.279	1.326	1.347
MQ8/1	- - -	1.636	2.020	2.306	2.719	3.288
MQ8/2	- - -	2.162	2.757	3.068	3.491	4.019
MQ8/3	- - -	1.751	2.203	2.527	3.077	3.883
MQ9/1	- - -	2.509	3.143	3.711	4.701	- - -
MQ9/2	- - -	1.800	2.180	2.325	2.477	2.596
MQ9/3	- - -	2.171	2.778	3.126	3.667	4.210
MQ10/1	- - -	1.267	1.485	1.565	1.659	1.721
MQ10/2	- - -	1.416	1.689	1.754	1.817	1.853
MQ10/3	0.227	1.239	1.541	1.588	1.649	1.649
MQ11/1	0.275	0.737	0.778	0.718	0.669	0.580
MQ11/2	0.121	0.577	0.503	0.457	0.421	0.382
MQ11/3	0.227	0.276	0.190	0.114	0.057	0.002
MQ12/1	0.141	0.908	1.069	1.149	1.217	1.292
MQ12/2	-0.026	1.065	1.372	1.461	1.527	1.563
MQ12/3	0.030	0.133	0.159	0.191	0.209	0.229
MQ13/1	0.732	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
MQ13/2	0.599	1.559	1.623	1.678	1.717	1.754
MQ13/3	0.020	2.077	2.288	2.407	2.552	2.744
MQ14/1	-0.039	0.402	0.463	0.526	0.594	0.772
MQ14/2	0.613	3.582	3.882	4.010	4.278	4.686
MQ14/3	0.000	2.127	2.341	2.442	2.547	2.612

Anlage A6.19: Versuchsbalken SOV2, 2. Laststellung, Bügeldehnungen

Versuchsbalken SOV2 2.Laststellung

Betonlängsdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$				
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957
	2	2	1		
MQ4/12	-0.463	- - -	-0.204	-0.172	-0.156
MQ11/33	-0.517	- - -	-0.272	-0.236	-0.451
MQ2/6	-0.535	- - -	-0.950	-0.882	-0.916
MQ3/9	-1.111	- - -	-1.302	-1.295	-1.329
MQ5/15	-0.451	- - -	-0.054	-0.007	-0.002
MQ6/18	-0.553	- - -	-0.989	-0.943	-1.009
MQ9/27	-0.533	- - -	-0.088	0.104	0.549
MQ10/30	-0.456	- - -	0.678	0.887	1.000
MQ12/36	-2.263	- - -	-0.181	-0.018	0.102
MQ13/39	-0.501	- - -	0.113	0.172	0.259
MQ1/3	-0.336	- - -	-0.109	-0.102	-0.116
MQ7/21	-0.828	- - -	-1.592	-1.669	-1.635
MQ8/24	-0.612	- - -	0.206	0.658	1.295
MQ14/42	-0.222	- - -	2.077	2.197	2.270

Betonlängsdehnungen in mm/m auf der Balkenoberseite  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$				
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957
	2	2	1		
43	-0.649	- - -	-1.118	-1.070	-1.147
44	-0.698	- - -	-1.494	-1.524	-1.510
45	-0.762	- - -	-1.776	-1.805	-1.821
46	-0.946	- - -	-2.331	-2.345	-2.385
47	-0.726	- - -	-1.342	-1.274	-1.268
48	-0.349	- - -	-0.558	-0.562	-0.551
49	-0.413	- - -	- - -	- - -	- - -
50	-0.680	- - -	- - -	- - -	- - -
51	-0.785	- - -	- - -	- - -	- - -
52	-0.771	- - -	-2.887	-2.946	-3.045
53	-0.751	- - -	-2.077	-2.093	-2.147
54	-0.694	- - -	-1.476	-1.492	-1.510

Betonquerdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$				
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957
	2	2	1		
MQ4/10	0.100	- - -	0.846	0.907	0.923
MQ11/31	0.145	- - -	0.100	-0.336	- - -
MQ2/4	-0.136	- - -	-0.132	-0.073	-0.113
MQ3/7	-0.091	- - -	0.127	0.177	0.161
MQ5/13	-0.082	- - -	0.621	0.671	0.664
MQ6/16	0.224	- - -	1.272	1.336	1.358
MQ9/25	0.254	- - -	3.052	3.365	3.782
MQ10/28	0.018	- - -	1.229	1.313	1.274
MQ12/34	0.810	- - -	2.635	2.762	2.805
MQ13/37	-0.045	- - -	3.111	3.293	3.508
MQ1/1	0.170	- - -	0.483	0.526	0.522
MQ7/19	0.247	- - -	1.512	1.655	1.644
MQ8/22	0.351	- - -	1.986	2.186	2.442
MQ14/40	0.900	- - -	3.315	3.444	3.592

Anlage A6.20: Versuchsbalken SOV2, 2. Laststellung, Betondehnungen

Versuchsbalken SCV2 2.Laststellung

Betontrajektoriendehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$				
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957
	2	2	1		
MQ4/11	-0.320	- - -	-1.624	-1.739	-1.782
MQ11/32	-0.170	- - -	-2.440	-2.689	-3.036
MQ2/5	-0.388	- - -	-1.023	-1.036	-1.041
MQ3/8	-1.063	- - -	-1.839	-1.839	-1.896
MQ5/14	-0.277	- - -	-1.376	-1.433	-1.465
MQ6/17	-0.444	- - -	-1.692	-1.703	-1.698
MQ9/26	-0.200	- - -	-2.059	-2.265	-2.739
MQ10/29	-0.374	- - -	-2.315	-2.519	-2.719
MQ12/35	-1.828	- - -	-2.977	-2.982	-3.048
MQ13/38	-0.499	- - -	-1.728	-1.785	-1.912
MQ1/2	-0.376	- - -	-0.887	-0.848	-0.891
MQ7/20	-0.379	- - -	-1.424	-1.365	-1.454
MQ8/23	-0.222	- - -	-2.299	-2.565	-3.043
MQ14/41	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
MQ13/55	0.009	- - -	-0.639	-0.673	-0.732
MQ13/56	-0.018	- - -	-0.671	-0.658	-0.748
MQ12/57	0.005	- - -	-0.193	-0.156	-0.195
MQ11/58	-0.098	- - -	-0.472	-0.483	-0.565
MQ10/59	0.154	- - -	-0.995	-1.240	-1.565
MQ8/60	0.050	- - -	-1.401	-1.587	-1.839

Durchbiegung in mm/m  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad $F/F_{\max}$					
	0.000	0.696	0.870	0.913	0.957	0.978
	2	2	1			
1	0.350	2.400	2.540	2.595	2.630	2.640
2	0.650	4.815	5.135	5.245	5.305	5.350
3	0.800	6.270	6.685	6.840	6.925	6.985
4	0.695	5.605	5.920	6.040	6.105	6.155
5	0.550	4.215	4.385	4.445	4.480	4.525
6	-0.115	5.720	7.055	7.690	8.355	8.965
7	0.040	9.185	11.890	13.155	14.480	15.800
8	0.305	11.310	14.860	16.400	18.010	19.505
9	0.280	8.750	11.230	12.300	13.410	14.435
10	0.235	4.305	5.390	5.845	6.335	6.780

Anlage A6.21: Versuchsbalken SOV2, 2. Laststellung, Betondehnungen und Durchbiegungen

Versuchsbalken SOV2 2.Laststellung

Hauptdehnungen des Betons  $F_{\max} = 745 \text{ kN}$

1. Zeile = Epsilon max in mm/m

2. Zeile = Epsilon min in mm/m

3. Zeile = Winkel zwischen Epsilon min und der Längsachse in Grad

Schnitt	Lage	Belastungsgrad $F/F_{\max}$				
		0.000	0.696	0.870	0.913	0.957
		2	2	1		
1	HI UN	0.304	- - -	1.301	1.318	1.343
		-0.470	- - -	-0.927	-0.894	-0.937
		24.595	- - -	37.296	36.750	36.872
2	HI MI	-0.129	- - -	0.091	0.212	0.148
		-0.542	- - -	-1.173	-1.167	-1.177
		7.372	- - -	24.842	27.043	26.336
3	HI MI	0.087	- - -	0.854	0.918	0.925
		-1.289	- - -	-2.029	-2.036	-2.093
		21.086	- - -	30.139	30.051	30.205
4	HI CB	0.132	- - -	2.336	2.542	2.615
		-0.495	- - -	-1.694	-1.807	-1.848
		13.099	- - -	37.447	37.817	38.005
5	HI MI	-0.082	- - -	1.977	2.129	2.158
		-0.451	- - -	-1.410	-1.465	-1.496
		1.629	- - -	39.252	39.564	39.748
6	HI MI	0.314	- - -	2.296	2.412	2.390
		-0.643	- - -	-2.013	-2.019	-2.041
		17.866	- - -	29.171	29.520	28.853
7	HI UN	0.254	- - -	2.039	2.139	2.199
		-0.835	- - -	-2.119	-2.153	-2.190
		4.675	- - -	20.863	19.626	20.828
8	HI UN	0.360	- - -	4.606	5.482	6.813
		-0.621	- - -	-2.414	-2.638	-3.076
		5.380	- - -	37.655	39.576	41.670
9	HI MI	0.259	- - -	5.355	6.054	7.330
		-0.538	- - -	-2.391	-2.585	-2.999
		4.370	- - -	33.044	33.910	35.879
10	HI MI	0.064	- - -	4.234	4.725	4.995
		-0.502	- - -	-2.327	-2.525	-2.721
		16.593	- - -	42.591	43.316	43.983
11	HI CB	0.145	- - -	2.275	2.118	- - -
		-0.517	- - -	-2.447	-2.690	- - -
		-1.384	- - -	42.741	45.596	- - -
12	HI MI	1.164	- - -	5.661	5.942	6.154
		-2.617	- - -	-3.207	-3.198	-3.247
		17.818	- - -	35.742	36.147	36.644
13	HI MI	0.048	- - -	5.273	5.581	6.012
		-0.594	- - -	-2.049	-2.116	-2.245
		22.374	- - -	32.915	33.038	33.414

Anlage A6.22: Versuchsbalken SOV2, 2. Laststellung, Beton-  
hauptdehnungen



Versuchsbalken SOV2 3. Laststellung

Belastung und Schnittkräfte in MN/Mm  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$												
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963	1.000
	1		1	1	1	1	1		1				
Fl/F2	0.000	0.131	0.265	0.397	0.529	0.597	0.662	0.696	0.761	0.794	0.827	0.861	0.893
F3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
A1	0.009	0.077	0.121	0.150	0.250	0.269	0.286	0.293	0.306	0.313	0.320	0.327	0.334
A2	0.007	0.091	0.148	0.194	0.258	0.278	0.296	0.303	0.316	0.324	0.331	0.339	0.347
C3	0.007	0.039	0.049	0.048	0.092	0.092	0.090	0.088	0.082	0.080	0.077	0.075	0.073
C4	0.008	0.044	0.054	0.051	0.092	0.091	0.088	0.085	0.076	0.073	0.070	0.067	0.064
QA	0.000	0.165	0.266	0.341	0.545	0.545	0.579	0.594	0.619	0.634	0.648	0.663	0.678
QC	0.000	0.086	0.106	0.102	0.186	0.185	0.180	0.175	0.161	0.156	0.150	0.145	0.140
QBA	0.000	0.032	0.132	0.254	0.288	0.351	0.414	0.450	0.522	0.557	0.592	0.628	0.661
QBC	0.000	-0.021	0.026	0.097	0.078	0.113	0.151	0.173	0.220	0.241	0.264	0.287	0.307
B	0.000	0.011	0.158	0.351	0.366	0.464	0.564	0.623	0.742	0.798	0.856	0.915	0.968
M1	0.000	0.272	0.439	0.563	0.834	0.899	0.956	0.981	1.022	1.047	1.070	1.095	1.119
M2	0.000	0.176	0.218	0.209	0.382	0.379	0.370	0.358	0.329	0.319	0.307	0.298	0.287
MS	0.000	0.209	0.176	0.055	0.258	0.198	0.129	0.081	-0.023	-0.067	-0.115	-0.162	-0.204

Längsstahldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$													
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963	1.000	
	1		1	1	1	1	1		1					
1	-1.868	-2.123	-2.369	-2.727	-4.002	-4.208	-4.402	-4.549	-5.672	-	-	-	-	
2	-0.472	-0.260	-0.028	-0.001	0.058	0.084	0.091	0.097	0.124	0.129	0.152	0.169	0.210	
3	-0.494	-0.270	-0.126	-0.104	-0.081	-0.071	-0.062	-0.054	-0.025	-0.020	-0.006	0.003	0.034	
4	-0.430	-0.226	-0.108	-0.087	-0.075	-0.070	-0.060	-0.052	-0.022	-0.015	-0.003	0.006	0.025	
5	-0.843	-0.954	-0.901	-0.762	-0.914	-0.847	-0.772	-0.722	-0.595	-0.549	-0.478	-0.405	-0.326	
6	-0.852	-0.960	-0.914	-0.778	-0.945	-0.877	-0.802	-0.753	-0.626	-0.582	-0.526	-0.476	-0.423	
7	-0.843	-0.959	-0.908	-0.750	-0.936	-0.857	-0.770	-0.714	-0.575	-0.527	-0.467	-0.417	-0.367	
8	-1.058	-0.935	-0.998	-1.195	-1.362	-1.452	-1.542	-1.604	-1.774	-1.823	-1.904	-1.968	-2.067	
9	-1.016	-1.107	-1.121	-1.095	-1.211	-1.202	-1.183	-1.170	-1.131	-1.119	-1.104	-1.088	1.072	
10	-0.489	-0.387	-0.357	-0.367	-0.633	-0.632	-0.635	-0.644	-0.693	-0.702	-0.730	-0.744	-0.775	
11	-0.470	-0.380	-0.356	-0.378	-0.621	-0.630	-0.641	-0.655	-0.719	-0.732	-0.765	-0.783	-0.817	
12	-0.479	-0.395	-0.374	-0.406	-0.646	-0.662	-0.681	-0.700	-0.784	-0.800	-0.840	-0.862	-0.904	
MQ8/1	1.658	1.574	1.564	1.604	1.466	1.483	1.509	1.526	1.570	1.587	-	1.632	1.642	
MQ11/1	1.592	1.509	1.499	1.539	1.401	1.417	1.443	1.460	1.503	1.520	-	1.563	1.573	
MQ4/2	1.675	1.557	1.488	1.460	1.271	1.260	1.266	1.267	1.259	1.265	-	1.255	1.222	
MQ7/2	1.673	1.576	1.548	1.554	1.368	1.361	1.363	1.363	1.349	1.357	-	1.365	1.344	
MQ8/2	1.743	1.645	1.611	1.617	1.419	1.414	1.420	1.421	1.415	1.423	-	1.437	1.418	
MQ4/3	1.660	1.565	1.540	1.560	1.348	1.349	1.363	1.370	-	-	-	-	-	
MQ6/3	1.612	1.515	1.477	1.472	1.287	1.274	1.275	1.275	1.262	1.269	1.263	1.271	1.262	
MQ9/3	1.581	1.484	1.449	1.443	1.243	1.230	1.231	1.230	1.217	1.223	1.219	1.227	1.220	
MQ6/4	1.632	1.548	1.545	1.591	1.456	1.475	1.503	1.522	1.567	1.587	1.610	1.634	1.662	
MQ9/4	1.667	1.584	1.579	1.620	1.482	1.500	1.526	1.542	1.588	1.606	1.627	1.651	1.677	
MQ11/4	1.543	1.460	1.454	1.496	1.356	1.374	1.399	1.417	1.463	1.480	1.501	1.525	1.552	
MQ3/5	1.355	1.450	1.504	1.659	2.866	2.918	2.989	3.025	3.098	3.142	3.194	3.252	3.323	
MQ7/5	1.297	1.385	1.442	1.590	2.769	2.820	2.892	2.930	3.012	3.060	3.113	3.176	3.256	
MQ13/5	1.421	1.512	1.568	1.715	2.915	2.965	3.035	3.071	3.151	3.197	3.248	3.307	3.383	
MQ3/6	1.151	1.238	1.289	1.416	2.628	2.673	2.734	2.760	2.802	2.840	2.882	2.931	2.983	
MQ7/6	1.088	1.179	1.239	1.391	2.552	2.616	2.691	2.734	2.826	2.874	2.928	2.989	3.071	
MQ12/6	1.076	1.161	1.214	1.358	2.510	2.569	2.637	2.676	2.763	2.808	2.859	2.916	2.994	
MQ2/7	1.246	1.328	1.382	1.530	2.674	2.729	2.800	2.834	2.904	2.947	2.995	3.053	3.126	
MQ7/7	1.243	1.334	1.393	1.546	2.676	2.730	2.804	2.843	2.925	2.974	-	3.087	3.140	
MQ12/7	1.216	1.303	1.366	1.522	2.641	2.695	2.770	2.809	2.890	2.939	-	3.051	3.107	

Anlage A6.23: Versuchsbalken SOV2, 3. Laststellung, Schnittkräfte und Längsstahldehnungen

Versuchsbalken SOV2 3.Laststellung

Bügeldehnungen in mm/m  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$												
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963	1.000
	1		1	1	1	1	1		1				
MQ1/1	0.166	0.346	0.523	0.627	0.930	1.054	1.143	1.220	1.417	1.446	1.510	1.546	1.609
MQ1/2	0.354	0.586	0.845	0.980	1.279	1.412	1.507	1.587	1.795	1.826	1.897	1.938	2.015
MQ1/3	0.180	0.264	0.347	0.392	0.626	0.736	0.813	0.895	1.108	1.131	1.195	1.225	1.296
MQ2/1	0.312	0.503	0.683	0.799	1.069	1.184	1.276	1.355	1.546	1.576	1.643	1.680	1.766
MQ2/2	0.367	0.546	0.709	0.763	1.133	1.155	1.163	1.174	1.233	1.244	1.272	1.292	1.334
MQ2/3	0.271	0.401	0.522	0.570	0.984	1.207	1.392	1.536	1.900	1.955	2.074	2.152	2.293
MQ3/1	0.182	0.226	0.274	0.315	0.234	0.220	0.202	0.193	0.187	0.196	0.208	0.232	0.271
MQ3/2	0.330	0.334	0.413	0.779	0.564	0.557	0.577	0.623	0.903	1.041	1.216	1.385	1.591
MQ3/3	0.148	0.106	0.105	0.130	0.130	0.100	0.071	0.059	0.062	0.077	0.089	0.112	0.148
MQ4/1	0.348	0.345	0.421	0.441	0.521	0.456	0.384	0.365	0.410	0.421	0.483	0.521	1.000
MQ4/2	0.276	0.289	0.445	0.582	0.615	0.670	0.673	0.681	0.740	0.765	0.820	0.856	0.950
MQ4/3	0.306	0.285	0.458	0.598	0.727	0.822	0.860	0.877	0.968	0.999	1.091	1.159	1.440
MQ5/1	0.486	0.512	0.587	0.816	0.870	0.963	1.071	1.148	1.394	1.467	1.624	1.771	2.194
MQ5/2	0.412	0.440	0.703	0.963	1.092	1.191	1.321	1.412	1.660	1.747	1.879	2.003	2.245
MQ5/3	0.365	0.342	0.389	0.493	0.648	0.688	0.754	0.806	0.960	1.007	1.088	1.149	1.386
MQ6/1	0.400	0.439	0.659	0.987	1.003	1.159	1.321	1.420	1.668	1.755	1.892	2.027	2.312
MQ6/2	0.349	0.380	0.577	0.800	0.878	0.983	1.086	1.151	1.322	1.379	1.478	1.571	1.751
MQ6/3	0.432	0.458	0.712	1.042	1.128	1.293	1.459	1.559	1.811	1.899	2.038	2.184	2.479
MQ7/1	0.403	0.436	0.593	0.843	0.888	1.011	1.138	1.218	1.430	1.498	1.602	1.694	1.863
MQ7/2	0.300	- - -	0.430	0.640	0.670	0.780	0.887	0.949	1.106	1.164	1.254	1.345	1.511
MQ7/3	0.400	- - -	0.593	0.851	0.924	1.054	1.184	1.263	1.469	1.538	1.654	1.767	1.992
MQ9/2	0.400	- - -	0.735	0.982	0.901	1.023	1.154	1.233	1.410	1.472	1.541	1.612	1.680
MQ10/2	0.400	- - -	0.792	0.886	0.883	0.923	0.989	1.032	1.140	1.180	1.231	1.287	1.349
MQ10/3	0.742	0.727	0.570	0.418	0.341	0.291	0.282	0.282	0.288	0.305	0.327	0.356	0.383
MQ12/1	0.590	0.619	0.662	0.672	0.783	0.789	0.792	0.793	0.793	0.794	0.792	0.793	0.794
MQ12/2	0.718	0.717	0.731	0.760	0.779	0.802	0.827	0.848	0.912	0.924	0.944	0.960	0.985
MQ12/3	0.239	0.233	0.243	0.267	0.255	0.270	0.287	0.299	0.330	0.340	0.351	0.363	0.377
MQ13/2	1.139	1.160	1.181	1.188	1.249	1.256	1.261	1.266	1.277	1.279	1.281	1.284	1.289
MQ13/3	0.942	1.150	1.267	1.254	1.575	1.581	1.569	1.553	1.497	1.485	1.465	1.453	1.441
MQ14/1	0.210	0.282	0.316	0.309	0.403	0.399	0.392	0.383	0.347	0.337	0.319	0.306	0.292
MQ14/2	0.899	1.063	1.133	1.106	1.210	1.239	1.229	1.221	1.204	1.199	1.191	1.186	1.181
MQ14/3	0.816	1.057	1.148	1.108	1.355	1.342	1.311	1.277	1.165	1.138	1.094	1.064	1.030

Anlage A6.24: Versuchsbalken SOV2, 3. Laststellung, Bügeldehnungen

Versuchsbalken SOV2 3.Laststellung

Betonlängsdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$											
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963
	1		1	1	1	1	1		1			
MQ4/12	-0.556	- - -	- - -	- - -	-0.467	- - -	1.259	- - -	- - -	3.447	- - -	5.057
MQ11/33	-0.644	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ2/6	-0.644	- - -	- - -	- - -	-1.302	- - -	-1.297	- - -	- - -	-1.503	- - -	-1.776
MQ3/9	-1.159	- - -	- - -	- - -	-1.474	- - -	-1.431	- - -	- - -	-1.451	- - -	-1.410
MQ5/15	-0.417	- - -	- - -	- - -	-0.256	- - -	-0.005	- - -	- - -	0.268	- - -	0.621
MQ6/18	-0.721	- - -	- - -	- - -	-1.073	- - -	-1.134	- - -	- - -	-1.293	- - -	-1.415
MQ9/27	-	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ10/30	-	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ12/36	-	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ13/39	-0.592	- - -	- - -	- - -	-0.501	- - -	-0.515	- - -	- - -	-0.678	- - -	-0.755
MQ1/3	-0.281	- - -	- - -	- - -	0.025	- - -	0.122	- - -	- - -	0.161	- - -	0.179
MQ7/21	-1.234	- - -	- - -	- - -	-1.576	- - -	-1.683	- - -	- - -	-1.828	- - -	-1.959

Betonlängsdehnungen in mm/m auf der Balkenoberseite  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$											
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963
	1		1	1	1	1	1		1			
43	0.000	- - -	- - -	- - -	-0.397	- - -	-0.460	- - -	- - -	-0.578	- - -	-0.605
44	0.000	- - -	- - -	- - -	-0.422	- - -	-0.533	- - -	- - -	-0.676	- - -	-0.669
45	0.000	- - -	- - -	- - -	-0.639	- - -	-0.755	- - -	- - -	-1.029	- - -	-1.073
46	0.000	- - -	- - -	- - -	-0.828	- - -	-1.113	- - -	- - -	-1.420	- - -	-1.585
47	0.000	- - -	- - -	- - -	-0.551	- - -	-0.703	- - -	- - -	-0.785	- - -	-0.839
48	0.000	- - -	- - -	- - -	-0.567	- - -	-0.562	- - -	- - -	-0.565	- - -	-0.499

Betonquerdehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$											
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963
	1		1	1	1	1	1		1			
MQ4/10	0.379	- - -	- - -	- - -	0.549	- - -	0.717	- - -	- - -	1.197	- - -	1.873
MQ11/31	-	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ2/4	-0.145	- - -	- - -	- - -	-0.063	- - -	0.338	- - -	- - -	0.678	- - -	0.791
MQ3/7	0.018	- - -	- - -	- - -	0.143	- - -	0.179	- - -	- - -	0.204	- - -	0.236
MQ5/13	0.150	- - -	- - -	- - -	0.410	- - -	0.512	- - -	- - -	0.705	- - -	0.866
MQ6/16	0.442	- - -	- - -	- - -	0.986	- - -	1.288	- - -	- - -	1.630	- - -	1.850
MQ9/25	-	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ10/28	-	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ12/34	-	- - -	- - -	- - -	-	- - -	-	- - -	- - -	-	- - -	-
MQ13/37	1.719	- - -	- - -	- - -	2.302	- - -	2.279	- - -	- - -	2.234	- - -	2.229
MQ1/1	0.263	- - -	- - -	- - -	0.878	- - -	1.045	- - -	- - -	1.186	- - -	1.274
MQ7/19	0.510	- - -	- - -	- - -	1.306	- - -	1.630	- - -	- - -	2.025	- - -	2.317

Anlage A6.25: Versuchsbalken SOV2, 3. Laststellung, Betondehnungen

Versuchsbalken SOV2 3.Laststellung

Betontrajektoriendehnung in mm/m im Stegbereich  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$											
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963
	1		1	1	1	1	1		1			
MQ4/11	-0.889	-	-	-	-2.161	-	-2.526	-	-	-3.166	-	-3.542
MQ11/32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MQ2/5	-0.590	-	-	-	-1.546	-	-1.821	-	-	-2.268	-	-2.465
MQ3/8	-1.395	-	-	-	-2.399	-	-2.599	-	-	-3.104	-	-3.311
MQ5/14	-0.533	-	-	-	-1.320	-	-1.685	-	-	-2.032	-	-2.331
MQ6/17	-0.760	-	-	-	-1.553	-	-1.766	-	-	-2.138	-	-2.395
MQ9/26	-0.556	-	-	-	-0.805	-	-0.882	-	-	-1.333	-	-1.673
MQ10/29	-1.175	-	-	-	-1.449	-	-1.624	-	-	-1.866	-	-1.955
MQ12/35	-2.404	-	-	-	-2.678	-	-2.703	-	-	-2.771	-	-2.771
MQ13/38	0.111	-	-	-	-0.413	-	-0.324	-	-	-0.129	-	-0.059
MQ1/2	-0.510	-	-	-	-1.268	-	-1.420	-	-	-1.735	-	-1.828
MQ7/20	-0.737	-	-	-	-1.272	-	-1.444	-	-	-1.721	-	-1.971
MQ13/55	0.079	-	-	-0.082	-0.304	-	-0.317	-0.279	-	-0.347	-	-0.272
MQ13/56	-0.036	-	-	-0.200	-0.381	-	-0.413	-0.422	-	-0.526	-	-0.444
MQ12/57	0.007	-	-	-0.181	-0.320	-	-0.379	-0.385	-	-0.451	-	-0.392
MQ11/58	-0.317	-	-	-0.791	-0.624	-	-0.800	-0.955	-	-1.113	-	-1.211
MQ8/60	-0.193	-	-	-0.481	-0.302	-	-0.449	-0.481	-	-0.633	-	-0.755
MQ7/61	0.000	-	-	-0.687	-0.580	-	-0.807	-0.966	-	-1.073	-	-1.265
MQ5/62	0.000	-	-	-0.986	-0.878	-	-1.120	-1.295	-	-1.474	-	-1.748
MQ4/63	0.000	-	-	-0.442	-0.617	-	-0.653	-0.676	-	-0.757	-	-0.832
MQ2/64	0.000	-	-	-0.592	-0.889	-	-1.125	-1.209	-	-1.438	-	-1.519
MQ2/65	0.000	-	-	-0.580	-0.834	-	-1.054	-1.163	-	-1.404	-	-1.515
MQ1/66	0.000	-	-	-0.503	-0.710	-	-0.875	-0.943	-	-1.116	-	-1.186

Durchbiegung in mm/m  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

	Belastungsgrad $F/F_{\max}$												
Meßstelle	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963	1.000
	<u>1</u>		<u>1</u>	<u>1</u>	<u>1</u>	<u>1</u>	<u>1</u>		<u>1</u>				
1	0.645	1.780	2.395	3.255	3.415	3.835	4.295	4.595	5.435	5.690	6.110	6.455	7.055
2	1.360	3.495	4.685	6.675	6.970	7.950	8.965	9.680	11.685	12.270	13.265	14.065	15.505
3	1.680	4.485	6.075	8.895	9.120	10.465	11.895	12.885	15.640	16.475	17.890	19.040	21.130
4	0.905	4.065	5.450	7.595	7.815	8.840	9.910	10.640	12.665	13.280	14.325	15.160	16.650
5	-0.100	3.205	4.150	5.300	5.430	5.950	6.505	6.865	7.875	8.180	8.675	9.085	9.715
6	-0.180	2.870	3.420	3.665	3.565	3.645	3.680	3.695	3.620	3.605	3.560	3.540	3.485
7	1.850	4.450	5.030	5.495	5.380	5.635	5.850	5.950	6.100	6.155	6.190	6.250	6.280
8	3.030	5.200	5.640	6.080	5.940	6.195	6.410	6.515	6.650	6.710	6.755	6.815	6.845
9	2.335	3.965	4.230	4.500	4.405	4.560	4.690	4.740	4.755	4.780	4.775	4.795	4.785
10	1.190	2.100	2.110	2.230	2.210	2.285	2.340	2.355	2.345	2.350	2.335	2.350	2.345

**Anlage A6.26: Versuchsbalken SOV2, 3. Laststellung, Betondehnungen und Durchbiegungen**

Versuchsbalken SOV2 3.Laststellung

Hauptdehnungen des Betons  $F_{\max} = 893 \text{ kN}$

1. Zeile = Epsilon max in mm/m

2. Zeile = Epsilon min in mm/m

3. Zeile = Winkel zwischen Epsilon min und der Längsachse in Altgrad

Belastungsgrad $F/F_{\max}$													
Schnitt	Lage	0.000	0.148	0.296	0.444	0.593	0.667	0.741	0.778	0.852	0.889	0.926	0.963
		1		1	1	1	1	1		1			
1	HI UN	0.561	- - -	- - -	- - -	2.223	- - -	2.639	- - -	- - -	3.136	- - -	3.339
		-0.579	- - -	- - -	- - -	-1.320	- - -	-1.472	- - -	- - -	-1.789	- - -	-1.886
		30.751	- - -	- - -	- - -	38.035	- - -	38.514	- - -	- - -	38.994	- - -	38.951
2	HI MI	-0.078	- - -	- - -	- - -	0.380	- - -	1.091	- - -	- - -	1.740	- - -	1.861
		-0.711	- - -	- - -	- - -	-1.745	- - -	-2.050	- - -	- - -	-2.565	- - -	-2.846
		19.041	- - -	- - -	- - -	27.172	- - -	29.321	- - -	- - -	29.778	- - -	28.474
3	HI MI	0.442	- - -	- - -	- - -	1.247	- - -	1.505	- - -	- - -	1.991	- - -	2.259
		-1.583	- - -	- - -	- - -	-2.578	- - -	-2.757	- - -	- - -	-3.238	- - -	-3.433
		27.241	- - -	- - -	- - -	32.498	- - -	33.902	- - -	- - -	35.776	- - -	36.594
4	HI OB	0.839	- - -	- - -	- - -	2.301	- - -	4.512	- - -	- - -	7.924	- - -	10.651
		-1.016	- - -	- - -	- - -	-2.219	- - -	-2.536	- - -	- - -	-3.280	- - -	-3.721
		29.857	- - -	- - -	- - -	38.505	- - -	47.205	- - -	- - -	50.792	- - -	51.400
5	HI MI	0.356	- - -	- - -	- - -	1.513	- - -	2.209	- - -	- - -	3.014	- - -	3.820
		-0.623	- - -	- - -	- - -	-1.359	- - -	-1.702	- - -	- - -	-2.041	- - -	-2.333
		27.320	- - -	- - -	- - -	38.296	- - -	41.202	- - -	- - -	42.521	- - -	43.859
6	HI MI	0.711	- - -	- - -	- - -	1.784	- - -	2.282	- - -	- - -	2.899	- - -	3.298
		-0.990	- - -	- - -	- - -	-1.871	- - -	-2.128	- - -	- - -	-2.562	- - -	-2.863
		23.429	- - -	- - -	- - -	27.853	- - -	28.346	- - -	- - -	28.820	- - -	29.000
7	HI UN	0.587	- - -	- - -	- - -	1.701	- - -	2.154	- - -	- - -	2.748	- - -	3.211
		-1.311	- - -	- - -	- - -	-1.971	- - -	-2.207	- - -	- - -	-2.551	- - -	-2.853
		11.635	- - -	- - -	- - -	19.137	- - -	20.277	- - -	- - -	21.682	- - -	22.580
13	HI MI	1.804	- - -	- - -	- - -	2.821	- - -	2.728	- - -	- - -	2.493	- - -	2.428
		-0.677	- - -	- - -	- - -	-1.020	- - -	-0.964	- - -	- - -	-0.937	- - -	-0.954
		10.693	- - -	- - -	- - -	21.572	- - -	20.402	- - -	- - -	15.960	- - -	14.040

Anlage A6.27: Versuchsbalken SOV2, 3. Laststellung, Hauptdehnungen des Betons